



**André Filipe
Castanheira Alves
Furtado**

**Avaliação de soluções de reforço para edifícios com
r/c vazado**



**André Filipe
Castanheira Alves
Furtado**

**Avaliação de soluções de reforço para edifícios com
r/c vazado**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Aníbal Guimarães da Costa, Professor Catedrático e coorientação do Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, Professor Associado com Agregação e do Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues, Investigador Pós Doc, ambos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Aos meus avós, à minha mãe e à minha namorada

o júri

presidente

Prof. Doutor Carlos Daniel Borges Coelho
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor António José Coelho Dias Arêde
Professor Associado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum
Professor Associado com Agregação da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues
Investigador Pós Doc da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Ao atingir com este trabalho o cume da minha etapa académica seria inevitável uma reflexão sobre todas as pessoas que de uma forma direta ou indireta contribuíram para a sua realização.

Gostaria de começar por agradecer ao Professor Aníbal Costa, pela sua orientação e pela sua partilha de conhecimentos que despertaram em mim o gosto e a paixão pela engenharia sísmica.

Ao Professor Humberto Varum, pela disponibilidade e preocupação ao longo do trabalho assim como pelas palavras sábias e encorajamento dado obrigado.

Um agradecimento especial ao Professor Hugo Rodrigues, a sua amizade, a sua disponibilidade e dedicação, as suas palavras de incentivo durante todo o trabalho e a sua admirável boa disposição. Gostaria de agradecer pela forma como se tornou para mim uma referência e uma inspiração.

À minha Mãe pela forma insuperável como me acompanhou e apoiou em cada momento deste meu trajeto universitário e da minha vida.

Aos meus Avós por todos os dias olharem por mim e me guiarem durante a minha vida. Por saber que para eles é um sonho realizado, um muito obrigado por tudo.

À minha namorada, Nélia Ferreira, pelo carinho, paciência, compreensão e apoio incondicional que sempre demonstrou.

A todos os meus amigos, colegas de Universidade e Comunidade Doroteia.

palavras-chave

Edifícios de betão armado, paredes de alvenaria de enchimento, *soft-storey*, vulnerabilidade sísmica, técnicas de reforço

resumo

A avaliação da vulnerabilidade e o reforço de edifícios existentes de betão armado, nomeadamente face à sua segurança à ação sísmica, é um tópico de elevada importância e premência, tal como comprovado nos recentes sismos ocorridos por todo mundo, e particularmente em países do sul da Europa. Assim, reconhece-se que deve dar-se atenção à investigação na área da análise e reforço das construções existentes. Algumas soluções arquitetónicas adotadas até aos anos 70, combinadas com a prática naquele período do projeto estrutural, e particularmente no simplificado ou inexistente cálculo sísmico, fizeram com que muitas dessas estruturas tenham associada uma vulnerabilidade elevada, podendo sofrer danos consideráveis se solicitadas por um sismo.

O objetivo deste trabalho é o estudo de várias soluções de reforço para edifícios existentes de betão armado, particularmente edifícios com comportamento potencialmente condicionado pelos mecanismos tipo *soft-storey*. Foram estudados duas estruturas de edifícios de betão armado, representativas de algumas famílias de edifícios existentes em países do sul da Europa. Para ambas as estruturas estudaram-se dois cenários, num deles considerou-se a existência de painéis de alvenaria de enchimento em todo o edifício excetuando ao nível do piso térreo, e noutro considerou-se a inexistência de paredes de alvenaria em todo o edifício. Desta forma estuda-se a influência, já comprovada em trabalhos anteriores, dos painéis de alvenaria na resposta dos edifícios à ação sísmica.

A ferramenta numérica utilizada neste trabalho para a simulação do comportamento dos edifícios é o programa SeismoStruct. Foram realizadas análises não-lineares, estáticas e dinâmicas, para a avaliação do comportamento desses edifícios face às ações sísmicas. Foram implementadas nos modelos numéricos diferentes soluções de reforço, nomeadamente: o encamisamento de pilares recorrendo ao betão armado, a adição de paredes resistentes de betão armado, a introdução de contraventamentos metálicos e contraventamentos metálicos com dissipadores de energia. Os resultados das análises da resposta dos edifícios reforçados são confrontados com os respetivos resultados das estruturas originais, deduzindo-se sobre a melhoria do desempenho estrutural com cada tipo de reforço estudado.

keywords

Reinforced concrete buildings, infill panels, soft-storey mechanism, seismic vulnerability, retrofit strategies

abstract

The assessment of vulnerability and retrofit of existing buildings, particularly in what concerns to their seismic safety, is a topic of high importance and emergency, as evidenced by the recent earthquakes around the world, particularly in countries of southern Europe. Thus, it is recognized that attention should be given to research in the theme of analysis and strengthening of existing buildings. Some architectural solutions adopted in decade of 1970, combined with the practice at that time of the structural design, and particularly in simplified or nonexistent seismic calculation, made many of these structures have an associated high vulnerability, and may suffer high damages if requested by an earthquake.

The objective of this work was to study different solutions to improve seismic safety of existing reinforced concrete buildings, particularly with potentially soft-storey mechanism. Two reinforced concrete buildings, representing existing buildings in southern of Europe have been study. For both buildings it was studied two scenarios, one of them considered the presence of masonry infill panels in entire building except the ground floor, and another considered the absence of masonry infill panels throughout the building. It was observed the influence, already proven in previous works, of the masonry infill panels in seismic response.

The numerical tool used in this work to simulate the behavior of buildings is the program SeismoStruct. Nonlinear analyses, static and dynamic, have been tested to evaluate the behavior of these buildings against seismic actions. Different retrofit techniques have been tested, namely: reinforced concrete jacketing, addition of reinforced concrete shear walls, addition of steel bracings and addition of steel bracings with energy dissipation systems. The results of the response of reinforced buildings are faced with the respective results of the original structures, deducting about the structural performance of each type of retrofit technique studied.

ÍNDICE

Índice.....	i
Índice de Figuras.....	v
Índice de tabelas	x
Capítulo 1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos da dissertação	4
1.3 Estrutura da dissertação	4
Capítulo 2 Efeitos da ação sísmica na construção	7
2.1 Introdução	7
2.2 Comportamento sísmico de estruturas de betão armado	8
2.2.1 Danos em edifícios de betão armado face à ação sísmica	9
2.2.2 Influência das paredes de alvenaria na resposta estrutural	11
2.2.3 Mecanismo de <i>soft-storey</i>	12
2.3 Conclusão	15
Capítulo 3 Paredes de alvenaria nas estruturas de betão armado	17
3.1 Introdução	17
3.2 Comportamento das estruturas porticadas de betão armado preenchidas com paredes de alvenaria	18
3.3 Modelação do comportamento das paredes de alvenaria	20
3.4 Modelo da dupla biela diagonal equivalente	21
3.4.1 Parâmetros do modelo	22
3.4.2 Parâmetros mecânicos	23
3.4.3 Parâmetros geométricos.....	24
3.3.1.4 Parâmetros empíricos.....	26
3.5 Conclusão	26
Capítulo 4 Casos de estudo	29
4.1 Introdução	29

Índice

4.2 Contextualização arquitetónica	29
4.3 Edifício PT8	31
4.3.1 Introdução	31
4.3.2 Descrição Estrutural	32
4.4 Edifício Lisboa	33
4.4.1 Introdução	33
4.4.2 Descrição arquitetónica	35
4.4.3. Descrição estrutural	36
4.5 Ferramenta de cálculo	37
4.5.1 Introdução	37
4.5.2 Tipos de Análises	38
4.5.2.1 Análises não lineares estáticas <i>pushover</i>	39
4.5.2.2 Análises dinâmicas não lineares	39
4.6 Modelação numérica	41
4.6.1 Modelação dos elementos de betão armado	42
4.6.3 Lei de comportamento do betão	42
4.6.4 Lei de comportamento do aço	43
4.6.5 Modelação do edifício PT8	43
4.6.5.1 Características dos materiais	43
4.6.5.2 Quantificação das ações	44
4.6.5.3 Calibração do edifício PT8	44
4.6.5.4 Modelação das paredes de alvenaria	45
4.6.6 Modelação do Edifício Lisboa	46
4.6.6.1 Características dos materiais	46
4.6.6.2 Quantificação das ações	46
4.6.6.3 Modelação das paredes de alvenaria	46
4.6.6.4 Calibração do edifício Lisboa	48
4.6 Conclusão	49
Capítulo 5 Avaliação da vulnerabilidade sísmica	51
5.1 Introdução	51
5.2 Parâmetros avaliados	52
5.3 Objetivos de desempenho	53
5.4 Edifício PT8	54

5.4.1	Frequências e modos de vibração.....	54
5.4.2	Análises <i>pushover</i>	54
5.4.3	Análises dinâmicas	57
5.5	Edifício Lisboa.....	59
5.5.1	Frequências e modos de vibração.....	59
5.5.2	Análises <i>pushover</i>	59
5.5.3	Análises dinâmicas	61
5.6	Conclusão	63
Capítulo 6	Avaliação de soluções de reforço	65
6.1	Introdução	65
6.2	Técnicas de reforço	66
6.2.1	Reforço de pilares por encamisamento das secções com betão armado.....	67
6.2.1.1	Dimensionamento.....	68
6.2.1.2	Edifício PT8	69
6.2.1.3	Edifício Lisboa	70
6.2.2	Reforço através da adição de paredes resistentes.....	70
6.2.2.1	Dimensionamento.....	71
6.2.2.2	Edifício PT8	72
6.2.2.3	Edifício Lisboa	73
6.2.3	Reforço com contraventamentos metálicos	76
6.2.3.1	Dimensionamento.....	77
6.2.3.2	Edifício PT8	77
6.2.3.2	Edifício Lisboa	79
6.2.4	Reforço com contraventamento metálico com dispositivo dissipador de energia ..	81
6.2.4.1	Modelação e calibração.....	82
6.2.4.2	Edifício PT8	83
6.2.4.3	Edifício Lisboa	84
6.3	Análise global das soluções de reforço	85
6.3.1	Frequências fundamentais.....	85
6.3.2	Análises <i>pushover</i>	87
6.3.3	Análises não lineares dinâmicas.....	89
6.3.3.1	<i>Drift</i> máximo	90
6.3.3.2	Envolventes de <i>drifts</i> máximos	93

Índice

6.3.3.3 <i>Drifts</i> máximos dos pisos com paredes de alvenaria	94
6.3.3.4 Deslocamento de topo máximo	96
6.3.3.5 Corte basal máximo	97
6.3.3.4 Energia dissipada total	100
6.4 Conclusão	103
Capítulo 7 Conclusão e trabalhos futuros	105
7.1 Introdução	105
7.2 Considerações finais.....	105
7.4 Trabalhos futuros	107
Referências bibliográficas	109
ANEXOS	
Anexo A.....	115
Anexo A.1.....	116
Anexo A.2	117
Anexo B.....	121
Anexo B.1	121
Anexo B.1.1.....	121
Anexo B.1.	122
Anexo B.1.	122
Anexo B.1.4	122
Anexo B.2.....	123
Anexo B.2.1	123
Anexo B.2.2.....	123
Anexo B.2.3	124
Anexo C.....	125
Anexo C.1.....	125
Anexo C.1.1.....	126
Anexo C.1.2.....	126
Anexo C.1.3.....	126
Anexo C.1.4.....	126

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Destruição provocada por uma ação sísmica na Turquia.[8]	2
Figura 2 – Edifício moderno com r/c vazado [19].....	4
Figura 3 - Mecanismo viga forte-pilar fraco [8].....	11
Figura 4 - Mecanismo do tipo “pilar-curto” originado pela presença das janelas [34].	12
Figura 5 – Edifício irregular em altura com mecanismo de <i>soft-storey</i> [36].	13
Figura 6 - Edifício com r/c vazado com comportamento tipo "pêndulo invertido" (adaptado de[22]).....	13
Figura 7 - Mecanismo de <i>Soft-Storey</i> [37].	14
Figura 8 – Primeiro modo de vibração de uma estrutura idealizada a) Deslocamento de uma estrutura com distribuição uniforme da alvenaria b) Mecanismo de <i>soft-storey</i> com rotura no primeiro piso provocado por ausência de alvenaria no r/c (adaptado de [25]).	14
Figura 9 - Biela diagonal equivalente (adaptado de [38]).....	19
Figura 10 - Modos de Rotura da Alvenaria (adaptado de [26]).	19
Figura 11 - Simplificação do modelo da biela diagonal equivalente (adaptado de [26]).	21
Figura 12 - Modelo utilizado para a parede de alvenaria (adaptado de [43]).	22
Figura 13 - Comportamento histerético a)das bielas de compressão b) da mola de deslizamento (adaptado de [46]).....	22
Figura 14 - Estado de tensão considerado para avaliar a tensão de compressão f_{m0} (adaptado de [44]).....	23
Figura 15 - Configuração da parede de alvenaria com os respetivos parâmetros geométricos indicados (adaptado de [44]).	25
Figura 16 - Variação da área da parede de alvenaria em função da deformação axial (adaptado de [44]).....	26
Figura 17 - <i>Villa Savoye</i> [49].....	31
Figura 18 - Disposição em planta do PT8 e indicação dos pórticos estudados.....	32
Figura 19 – Edifício PT8 – a) Pórtico longitudinal b) Pórtico transversal.....	33
Figura 20 - Alçado frontal e lateral - edifício Lisboa [18].....	33
Figura 21 - Corte transversal - edifício Lisboa [18].	34
Figura 22 - Dimensões em planta do edifício Lisboa [26].....	35
Figura 23 - Dimensões do pórtico transversal tipo - edifício Lisboa.....	36
Figura 24 - Planta estrutural do r/c [26].....	37

Índice de Figuras

Figura 25 - Planta estrutural do piso inferior tipo (1°,3°,5° e 7°) [26].....	37
Figura 26 - Planta Estrutural do piso superior tipo (2°,4°,6° e 8°) [26].....	37
Figura 27 - Espectro da ação sísmica para um período de retorno de 475, 975 e 2000 anos. ...	41
Figura 28 - Espectro de resposta elástico de acelerações para um coeficiente de amortecimento de 5% para um período de retorno de 475, 975 e 2000 anos.	41
Figura 29 - Representação do modelo de fibras para a distribuição da não linearidade pelo desenvolvimento e seção transversal do elemento (adaptado de [51]).	42
Figura 30 - Disposição das paredes de alvenaria no edifício PT8.....	43
Figura 31 - Distribuição das paredes de alvenaria nos pisos inferiores (1°,3°,5° e 7°) - Edifício Lisboa.....	47
Figura 32 - Distribuição das paredes de alvenaria nos pisos superiores (2°,4°,6° e 8°) - Edifício Lisboa.....	47
Figura 33 - Modos de vibração com e sem paredes de alvenaria: a) direção longitudinal b) direção transversal - Edifício PT8.	54
Figura 34 - Curvas de capacidade com e sem paredes de alvenaria – PT8.....	55
Figura 35 - Perfis de deslocamento com e sem paredes de alvenaria – edifício PT8.....	56
Figura 36 - Perfis de deslocamento e de drift do edifício PT8 com e sem paredes de alvenaria.	56
Figura 37 - Frequência vs deslocamento de topo - Edifício PT8.	57
Figura 38 – a) Perfil de <i>drifts</i> máximos para o período de retorno de 2000 anos b) Evolução do drift máximo do piso 1 – Edifício PT8.....	58
Figura 39 – a) Deslocamento de topo máximo b) corte basal máximo – Edifício PT8.....	58
Figura 40 - Energia dissipada total – Edifício PT8.....	58
Figura 41 - Modos de vibração com e sem paredes de alvenaria - Edifício Lisboa.	59
Figura 42 - Curvas de capacidade do edifício Lisboa sem e com paredes de alvenaria.	60
Figura 43 - Perfil de deslocamento com e sem paredes de alvenaria – Edifício Lisboa.....	61
Figura 44 - Perfil de <i>drift</i> com e sem paredes de alvenaria - Edifício Lisboa.....	61
Figura 45 – a) Perfil de <i>drifts</i> para o período de retorno de 2000 anos – Edifício Lisboa b) Evolução do drift máximo do piso 1 – Edifício Lisboa.	62
Figura 46 – a) Deslocamento de topo máximo - Edifício Lisboa b) corte basal máximo – Edifício Lisboa.....	62
Figura 47 - Energia dissipada total - Edifício Lisboa.	63
Figura 48 - Reforço de um pilar através da técnica de encamisamento da seção com betão armado ([59]).	68

Figura 49 – a) Encamisamento fechado b) encamisamento aberto de pilar (adaptado de [61]).	68
Figura 50 - Secção transversal dos pilares do r/c do PT8 após reforço através da técnica de encamisamento de pilares – direção longitudinal.	69
Figura 51 - Secção transversal dos pilares do r/r do PT8 após reforço através da técnica de encamisamento de pilares - direção transversal.	70
Figura 52 - Secção transversal dos pilares do R/C do edifício Lisboa após reforço através da técnica de encamisamento de pilares.	70
Figura 53 - Técnica de reforço por adição de parede resistente [59].	71
Figura 54 - Localização das paredes resistentes – Edifício PT8.	72
Figura 55 - Secção transversal da parede resistente adicionada na direção longitudinal – Edifício PT8.	73
Figura 56 - Secção transversal da parede resistente adicionada na direção transversal – Edifício PT8.	73
Figura 57 - Disposição em planta da localização da implantação das paredes resistentes para a solução 1- Edifício Lisboa.	73
Figura 58 - Disposição em planta da localização da implantação das paredes resistentes para a solução 2 - Edifício Lisboa.	74
Figura 59 - Evolução do <i>drift</i> máximo do piso 1 do edifício Lisboa reforçado através da solução de reforço 1 – Paredes resistentes.	74
Figura 60 - Alçado frontal e lateral do edifício Lisboa reforçado através da adição de paredes resistentes.	75
Figura 61 - Secção transversal da parede resistente adicionada na direção longitudinal – Edifício Lisboa.	75
Figura 62 - Secção transversal da parede resistente adicionada na direção transversal – Edifício Lisboa	75
Figura 63 - Edifício com solução de reforço com contraventamentos metálicos [65].	76
Figura 64 - Lei de comportamento do aço bilinear [51].	77
Figura 65 - Disposição dos contraventamentos metálicos no edifício PT8 - direção longitudinal.	78
Figura 66 - Disposição do contraventamento metálico no edifício PT8 - direção transversal.	78
Figura 67 - Perfil de <i>drifts</i> para um período de retorno de 2000 anos do PT8 - direção longitudinal.	79

Índice de Figuras

Figura 68 - Localização dos contraventamentos metálicos relativos à solução de reforço 1 - Edifício Lisboa.....	80
Figura 69 - Localização dos contraventamentos metálicos relativos à solução de reforço 2 - Edifício Lisboa.....	80
Figura 70 - Alçado frontal e lateral do edifício Lisboa com contraventamentos metálicos.....	81
Figura 71 - Contraventamento metálico com dispositivo dissipador de energia.....	81
Figura 72 – a) evolução da dissipação de energia do modelo de dissipação de energia b) Corte basal vs deslocamento do dispositivo de dissipação de energia.....	83
Figura 73 - Disposição das soluções de reforço adotadas para a direção longitudinal – k-bracing.....	83
Figura 74 - Disposição das soluções de reforço adotadas para a direção transversal – k-bracing.....	84
Figura 75 - Disposição da solução de reforço k-bracing no edifício Lisboa.....	84
Figura 76 - Alçado frontal e lateral do edifício Lisboa com k-bracing.....	85
Figura 77 - Espectro de resposta elástico de acelerações para um coeficiente de amortecimento de 5% para um período de retorno de 2000 anos com as respectivas frequências fundamentais com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.	87
Figura 78 - Curvas de capacidade com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.....	89
Figura 79 - Evolução do <i>drift</i> máximo com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.....	91
Figura 80 - Rácio entre <i>drift</i> máximo do piso 1 com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.....	92
Figura 81 - Envolvente de <i>drifts</i> máximo com e sem soluções de reforço para um período de retorno de 2000 anos. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.	93
Figura 82 - <i>Drifts</i> de paredes de alvenaria para diferentes estados limite (adaptado de [74]).	94
Figura 83 - <i>Drift</i> máximo verificado nos pisos com paredes de alvenaria dos edifícios com as soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.	95

Figura 84 - Rácio entre deslocamento de topo máximo com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.....	97
Figura 85 - Corte basal máximo com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.....	98
Figura 86 - Rácio entre corte basal máximo com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.....	100
Figura 87 - Energia dissipada total com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.....	101
Figura 88 - Rácio entre energia dissipada com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.....	103

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Valores sugeridos por Crisafulli, valores limite e valores adotados para os valores empíricos (adaptado de [44]).....	26
Tabela 2 – Períodos de retorno e respetivas acelerações de pico da ação sísmica para um cenário de risco médio alto na Europa.....	40
Tabela 3 - Características do betão - edifício PT8.....	44
Tabela 4 - Características do aço - edifício PT8.....	44
Tabela 5 - Frequências fundamentais analíticas e numéricas- edifício PT8.	45
Tabela 6 - Valores adotados para a modelação das paredes de alvenaria – edifício PT8.....	45
Tabela 7 - Características do betão - edifício Lisboa.....	46
Tabela 8 - Características do aço - edifício Lisboa.....	46
Tabela 9 - Valores adotados para a modelação das paredes de alvenaria – edifício Lisboa...	48
Tabela 10 - Frequências próprias medidas experimentalmente no local e do modelo numérico do edifício Lisboa.	48
Tabela 11 - Limites de drift definidos pelas normas internacionais VISION 2000 e FEMA 356 (adaptado de[57]).....	53
Tabela 12 - Frequências fundamentais com e sem paredes de alvenaria – Edifício PT8.	54
Tabela 13 - Valores do rácio da rigidez inicial e do corte basal máximo com e sem paredes de alvenaria – Edifício PT8.....	55
Tabela 14 - Rácio entre direção longitudinal e transversal – Edifício PT8.....	59
Tabela 15 - Frequências fundamentais do edifício Lisboa com e sem paredes de alvenaria...	59
Tabela 16 - Valores do rácio da rigidez inicial e do corte basal máximo com e sem paredes de alvenaria – Edifício Lisboa.....	60
Tabela 17 - Rácio entre direção longitudinal e transversal – Edifício Lisboa.	63
Tabela 18 - Armadura longitudinal e transversal dimensionada para as paredes resistentes – Edifício PT8.....	73
Tabela 19 - Armadura longitudinal e transversal dimensionada para as paredes resistentes – Edifício Lisboa.....	75
Tabela 20 - Características dos contraventamentos metálicos.	77
Tabela 21 – Características utilizadas para a definição da lei de comportamento adotada para a modelação do dispositivo de dissipação de energia - K-Bracing.	82
Tabela 22 - Frequências fundamentais dos edifícios com e sem soluções de reforço.....	85
Tabela 23 – Rácio entre frequências fundamentais dos edifícios com e sem reforço.	86

Índices de tabelas

Tabela 24 - Rigidez inicial e resistência com e sem soluções de reforço.	89
Tabela 25 - Rácio entre <i>drift</i> máximo com e sem soluções de reforço.	92
Tabela 26 - Rácio entre deslocamento de topo máximo com e sem soluções de reforço.	97
Tabela 27 - Rácio entre o corte basal máximo com e sem soluções de reforço.	99
Tabela 28 - Rácio entre dissipação de energia com e soluções de reforço.	102

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento

Sismos recentes como o de Áquila (Itália) em 2009 [1], o de Sichuan (República Popular da China) em 2008 [2] ou o de Porto Príncipe (Haiti) em 2010 [3] e o de Lorca (Espanha) em 2011 [4] entre outros, têm comprovado que alguns edifícios de betão armado possuem uma elevada vulnerabilidade face a ações sísmicas. Portugal em especial, ao longo da sua história tem registado inúmeras perdas humanas e materiais em consequência dos vários sismos que têm ocorrido no último milénio. Regiões como a de Lisboa e os Açores são das regiões mais afetadas. Existem registos históricos relativamente a sismos ocorridos em 1009, 1356, 1531, 1755, 1856 e 1969 [5].

O reforço de edifícios existentes face à ação sísmica é um assunto de elevada importância motivada pelos recentes sismos ocorridos por todo mundo, direcionando assim a investigação nesta área para análise e eventual reforço das construções já existentes [6]. As soluções arquitetónicas adotadas até aos anos 70 associadas à falta de protagonismo no projeto estrutural da componente sísmica em detrimento de outras ações conferem aos edifícios grande vulnerabilidade quando solicitadas por um sismo sendo responsáveis por grandes perdas materiais e principalmente humanas (Figura 1), sensibilizando deste modo toda a sociedade civil assim como a comunidade científica [7].



Figura 1 - Destruição provocada por uma ação sísmica na Turquia.[8]

A área da engenharia sísmica é uma área específica da engenharia estrutural quer devido à sua complexidade quer devido à diversidade de fenómenos físicos envolvidos, quer pelas consequências catastróficas que resultam dos sismos [9]. A sua origem em Portugal data dos anos subsequentes ao grande sismo de Lisboa de 1 de Novembro de 1755 dado que na reconstrução da cidade foram usados sistemas estruturais especiais cujo desempenho segundo registos da época foi testado experimentalmente confirmando uma segurança adequada em relação às ações sísmicas [10]. Desde essa altura até aos dias de hoje fortes avanços no conhecimento quer do comportamento estrutural quer do comportamento do material foram feitos.

A legislação em Portugal sobre dimensionamento sísmico surge em 1958 com o “Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos” denominado RSCS-58, decreto de lei n.º 41 658, de 31 de Maio de 1958. Este regulamento considera o país dividido em três zonas estabelecendo os respetivos coeficientes sísmicos a utilizar no dimensionamento. Apresenta ainda um conjunto de disposições construtivas a observar no projeto das construções [11]. Em 1961 surge o RSEP – 61/71 “Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes. Este regulamento reunia num único documento as disposições sobre as solicitações a considerar no dimensionamento de estruturas de edifícios e pontes. Este documento veio revogar os artigos relativos a solicitações incluídos no Regulamento de Pontes Metálicas RPM-29/58, e no RSCS-58 ao mesmo tempo que eram introduzidos novos conceitos probabilísticos.

Em 1967 surge o Regulamento de Estruturas de Betão denominado REBA 67/76. Este regulamento veio aperfeiçoar e atualizar o projeto de estruturas de betão armado. A orientação deste documento respeitava o estabelecido pelo CEB (*Comité Européen du Béton*) [12].

Em 1983 aparece o “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” (denominado RSA) já com uma estruturação científica muito mais avançada relativamente ao anterior regulamento, comprovado pela definição do zonamento através dos Mapas de Risco definidos para uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos assim como pela representação da ação sísmica por modelos estocásticos e a pela análise dinâmica em regime linear como método de referência para determinar os efeitos das ações sísmica [13]. De seguida em 1985 foi elaborado o REBAP-85, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado revogando o REBA-67, e compatibilizando assim o projeto de estruturas de betão com a filosofia de segurança adotada no RSA-83. Este regulamento aplica-se às estruturas de betão armado e pré-esforçado seguindo as orientações do *Code Modèle CEB-FIP pour les structures en béton*. Mais recentemente foi elaborada uma norma europeia, Eurocódigo 8 – Parte 1 relativa às “Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios” [14] e parte 3 relativo ao reforço de edifícios já existente [15].

O dimensionamento sísmico tem como objetivo a salvaguarda da vida humana, limitando os danos nos edifícios e que as estruturas importantes para a proteção civil (hospitais, postos da polícia por exemplo) se mantenham operacionais [14].

O objetivo é obter-se uma resposta satisfatória das estruturas quando solicitados a uma ação sísmica, reduzindo assim as suas consequências que podem ser catastróficas [16]. Face à introdução tardia da consideração da ação sísmica nos regulamentos de dimensionamento estrutural um número muito significativo de edifícios de betão armado construídos na Europa, e em particular em Portugal são potencialmente vulneráveis aos sismos. A análise e reforço desses edifícios de forma a conseguir reduzir consideravelmente a sua vulnerabilidade devem ser uma prioridade no panorama da construção em Portugal nos dias de hoje [17].

Em Portugal na década de 70 são inúmeros os edifícios construídos à luz da arquitetura do movimento moderno introduzida na época por *Le Corbusier* onde se verifica uma estreita relação entre a arquitetura e a engenharia onde é comum o rés-do-chão ser vazado (Figura 2) [18].



Figura 2 – Edifício moderno com r/c vazado [19].

Verifica-se que este tipo de edifícios possui irregularidades em altura a nível dos elementos não resistentes (paredes de alvenaria). Sismos recentes e investigações científicas demonstram que esta irregularidade de rigidez em altura pode originar mecanismos tais como *soft-storey* que podem introduzir danos severos ou mesmo o colapso das estruturas ([20] e [21]).

A avaliação da vulnerabilidade destes edifícios e o seu reforço deve ser realizada por forma a garantir a segurança da população e a minimização dos danos estruturais dos edifícios.

1.2 Objetivos da dissertação

O presente trabalho tem como principal objetivo implementar e avaliar várias soluções de reforço aplicados em edifícios com irregularidade em altura onde é previsível a formação de mecanismo de piso flexível (*soft-storey*) quando sujeitos a uma ação sísmica, comparando a eficácia associada a cada solução.

O processo de reforço deste tipo de edifícios implica o estudo da interação entre as paredes de alvenaria e as estruturas de betão armado assim como a avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios.

1.3 Estrutura da dissertação

A dissertação está organizada em 7 capítulos. O presente capítulo é dedicado à introdução ao trabalho. Contém o enquadramento, os objetivos e a estruturação da dissertação.

O segundo capítulo expõe os efeitos da ação sísmica nos edifícios de betão armado. Serão apresentados os danos mais comuns verificados nos edifícios quando sujeitos a ações sísmicas e será abordado em especial o mecanismo de *soft-storey*.

O terceiro capítulo apresenta a interação das paredes de alvenaria com as estruturas de betão armado quando sujeitas a uma ação sísmica. Será exposto o modelo adotado para representar o comportamento das paredes de alvenaria confinadas em pórticos de betão armado.

O quarto capítulo apresenta a contextualização arquitetónica referente aos edifícios cujo rés-do-chão é vazado. É descrita a origem da nova corrente da arquitetura moderna em Portugal introduzida na década de 70, os princípios em que se baseia e a sua influência nos arquitetos e nos seus projetos. Serão apresentados os casos de estudo onde constará uma breve descrição arquitetónica e estrutural de cada edifício assim como a descrição geométrica de cada elemento estrutural. Será apresentado o programa utilizado na presente dissertação assim como o tipo de análises que serão realizadas. Por fim será descrita toda a modelação numérica realizada dos edifícios em estudo nomeadamente das paredes de alvenaria e da estrutura de betão armado

O quinto capítulo é dedicado à avaliação da vulnerabilidade sísmica de cada caso de estudo. Serão apresentados os resultados das análises realizadas e será avaliada a necessidade do reforço do edifício.

O sexto capítulo é destinado à descrição de todas as técnicas de reforço utilizadas neste trabalho. Será descrito todo o processo de dimensionamento e conceção de cada técnica e serão apresentados os resultados relativos a cada solução de reforço.

O sétimo e último capítulo apresenta as conclusões do trabalho e são sugeridos possíveis trabalhos futuros.

Capítulo 2

Efeitos da ação sísmica na construção

2.1 Introdução

As ações sísmicas ao longo dos últimos anos têm tido efeitos catastróficos quer em termos de perdas de vidas humanas, quer em perdas materiais (danos elevados em edifícios, elementos estruturais e não estruturais totalmente irrecuperáveis e colapso estrutural), o que tem criado nas sociedades um tema de forte discussão [7]. Se por um lado há quem defenda que a legislação devia exigir uma urgente avaliação da vulnerabilidade sísmica e intervenção nos edifícios já existentes por forma a serem reforçados e assim melhorarem a sua resposta face a uma ação sísmica por outro lado existe quem defenda que essas medidas iriam ser catastróficas no plano financeiro originando assim a dúvida: Qual é o preço real da vida humana?

Os edifícios de betão armado com painéis de enchimento de alvenaria são o tipo de construção mais comum em Portugal. Se por um lado a quantidade de habitações unifamiliares e multifamiliares constituem grande parte deste tipo de edifícios, também é verdade que hospitais, quartéis dos bombeiros, postos da polícia, edifícios governamentais, escolas (serviços cuja importância é chave em que deve ser garantida uma boa resposta estrutural e o seu normal funcionamento após um sismo), entre outros são igualmente estruturas de betão armado. Por estas razões este tipo de edifícios tem sido alvo de inúmeros trabalhos e investigações no sentido de encontrar melhores soluções para o seu reforço.

Vários autores verificaram a influência dos painéis de alvenaria na resposta sísmica dos edifícios ([21], [22] e [23]) e confirmaram que, além de conferirem maior rigidez às

estruturas, têm grande influência nas respostas não-lineares [24]. Encontrando-se este tipo de elementos não estruturais presentes na maioria dos edifícios em Portugal e dado que nunca foram contabilizados no dimensionamento estrutural é fundamental avaliar a vulnerabilidade e verificar a segurança desses edifícios, atuando deste modo de forma preventiva evitando que fenómenos relacionados com a existência de painéis de alvenaria sejam o motivo do dano ou mesmo o colapso do edifício na sequência de um sismo.

O presente trabalho é direcionado a esses mesmos edifícios, particularmente edifícios com ausência de painéis de alvenaria no seu piso térreo que existem em número considerável em Portugal [18]. Este tipo de edifícios quando sujeitos a um sismo podem dar origem a mecanismos de *soft-storey*, causando elevados danos e podendo mesmo inclusivamente provocar o seu colapso [25].

Sendo este um trabalho de investigação no âmbito do reforço deste tipo de edifícios é de total importância perceber como se comporta a estrutura de betão armado face a uma ação sísmica e em especial estudar o mecanismo de *soft-storey*. Assim neste capítulo serão abordados os efeitos da ação sísmica nas estruturas de betão armado nomeadamente os danos originados nos edifícios. Por fim será abordado o mecanismo de *soft-storey*, nomeadamente os motivos que o originam e as suas consequências para o edifício.

2.2 Comportamento sísmico de estruturas de betão armado

O comportamento das estruturas de betão armado é influenciado pelas características de resistência e rigidez dos seus elementos estruturais. A resistência estrutural é proporcionada pela resistência de cada um dos elementos e pelo modo como estes interagem entre si [26].

Sendo os edifícios estruturas de elevado grau de hiperestaticidade, a sua resposta inelástica irá ser controlada pela capacidade de redistribuição dos esforços que resultam do esgotamento da capacidade resistente nas zonas críticas e pela possibilidade ou não de estas mesmas zonas estarem aptas a deformar-se após esse esgotamento [27]. A nova legislação europeia determina que estas zonas críticas devem ser detalhadas em projeto em termos de disposição de armaduras para que desse modo a capacidade dúctil seja superior à exigência máxima desencadeada pela ação dos sismos [14].

De facto a regulamentação para o dimensionamento e verificação da segurança às ações sísmicas das estruturas é fundamental para a redução do risco sísmico dos edifícios, mas não é suficiente. Se a regulamentação de cálculo estrutural não for corretamente aplicada na conceção do projeto ou se não existir um apropriado controlo durante a execução da construção podem-se conceber estruturas vulneráveis à ação sísmica. De forma a garantir-se

uma boa resposta estrutural face aos sismos é necessário e fundamental garantir a qualidade quer do projeto, quer da construção. Sismos recentes têm comprovado que a qualidade destas duas vertentes, em especial da qualidade da construção é altamente condicionante do desempenho global das estruturas face às ações sísmicas [28].

A deficiente capacidade resistente ou incapacidade dos elementos estruturais face à ação sísmica que é algumas vezes superior ao valor que normalmente é tido em conta no projeto origina esforços de corte superiores à capacidade resistente dos mesmos. As estruturas devem ser dimensionadas para ações sísmicas definidas nos regulamentos e possuir igualmente rigidez e massas equilibradas e ductilidade entre os elementos, ligações e apoios [7]

Face às características do edificado em Portugal, em que a maior parte são construções em betão armado é importante estudar igualmente os danos provocados por uma ação sísmica analisando as suas possíveis causas e origens.

2.2.1 Danos em edifícios de betão armado face à ação sísmica

As causas mais frequentes de dano severo e/ou colapso de edifícios de betão armado quando sujeitos a uma ação sísmica surgem associadas aos seguintes efeitos/mecanismos:

- Confinamento inadequado: O betão quando sujeito a esforços de compressão apresenta uma rotura frágil, perpendicular à direção das tensões principais de compressão. Este tipo de rotura pode ser impedido ou pelo menos retardado confinando os elementos de betão armado nas zonas mais esforçadas com recurso a estribos, melhorando assim de forma de forma assinalável a resistência e a ductilidade dos elementos estruturais [7];
- Mecanismos de aderência aço-betão: a aderência entre o aço e o betão é desenvolvida por atrito, mas sobretudo pelo imbricamento entre os mesmos, garantindo desta forma a necessária transferência de tensões do betão para a superfície das armaduras. A análise das estruturas de betão armado é geralmente realizada assumindo uma aderência perfeita implicando desta forma uma total compatibilidade de deformações entre os dois materiais. Esta hipótese só é válida nos estados iniciais de carregamento ou seja para valores reduzidos de tensão, sendo que para valores significativos de carregamento simultaneamente com a formação de eventuais fendas ocorrem roturas na ligação entre aço e betão. Este efeito é agravado quando os elementos são sujeitos a cargas cíclicas [29];
- Inadequada capacidade resistente ao corte de pilares e vigas: os esforços resultantes do dimensionamento estrutural considerando todas as ações exceto as ações sísmicas são

inferiores àqueles que são desenvolvidos devidos a essas ações. A existência de muitos edifícios que apresentam uma capacidade resistente ao corte reduzida são consequência de erros de projeto ou de execução. Para estes edifícios os esforços resultantes devem ser limitados ou então a capacidade resistente dos elementos estruturais deve ser melhorada [28];

- Ductilidade inadequada: a ductilidade tem consequências diretas na capacidade de dissipação de energia da estrutura, sendo que é a chave para evitar ou pelo menos diminuir a probabilidade de colapso face à ocorrência de uma ação sísmica. Em consequência de este conceito não ser devidamente abordado nos regulamentos iniciais de cálculo sísmico a maioria dos edifícios existentes de betão armado não se encontram dotadas de ductilidade adequada, exibindo um comportamento frágil quando solicitado por ações cíclicas, contribuindo desta forma para a elevada vulnerabilidade dos edifícios existentes [7]
- Incorreta amarração e sobreposição de armadura principal: a incorreta amarração e sobreposição da armadura principal originam possíveis zonas de formação de rótulas plásticas [30]
- Inadequada capacidade resistente à flexão de pilares e vigas: Aspectos como o aço adotado, a sua quantidade e a sua pormenorização são fundamentais na resposta do edifício face às ações sísmicas. Uma deficiente pormenorização da armadura de flexão terá como consequências danos severos ou mesmo o colapso de pilares e vigas [7];
- Mecanismo viga forte-pilar fraco: A atual regulamentação indica que por forma a obter-se um comportamento dúctil das estruturas face às ações sísmicas as exigências de deformação não-linear devem concentrar-se ao nível das vigas e não dos pilares, pois em sismos recentes têm ocorrido frequentemente colapso ou dano severo devido ao comportamento viga forte-pilar fraco (Figura 3). De forma a corrigir este mecanismo para cada nó viga-pilar devem ser adotados pilares com maior resistência do que as correspondentes vigas [7];



Figura 3 - Mecanismo viga forte-pilar fraco [8].

- Influência dos modos superiores: Muitos edifícios foram dimensionados através de procedimentos simplificados, baseados na representação das estruturas por um único modo de vibração equivalente, o que para alguns edifícios não representa o comportamento real face a uma ação sísmica [7];
- Inadequada capacidade resistente dos nós viga-pilar: Um bom desempenho estrutural não é garantido apenas adotando elementos muito resistentes, rígidos e dúcteis, é necessário garantir igualmente que os elementos estejam devidamente ligados entre si. Quando esta ligação é deficiente, os nós viga-pilar podem sofrer uma perda significativa de rigidez em virtude da insuficiente resistência ao corte [31]. Os mecanismos de rotura dos nós mais frequentes são relacionados com a inadequada armadura de confinamento e a inadequada ancoragem da armadura principal dos elementos estruturais nos nós [7].

2.2.2 Influência das paredes de alvenaria na resposta estrutural

Os edifícios em Portugal possuem na sua maioria paredes de alvenaria de enchimento, e não sendo consideradas elementos resistentes, são desprezadas [32]. Apesar de ser um elemento relativamente frágil, desprezar a presença das paredes de alvenaria de enchimento poderá não ser uma medida pelo lado da segurança pois quando sujeitas a ações horizontais a presença das paredes de alvenaria podem comportar-se como bielas diagonais à compressão aumentando substancialmente a rigidez da estrutura podendo reduzir drasticamente o período natural da estrutura agravando assim a ação sísmica esperada, adicionando forças para algumas zonas do edifício que não foram projetadas para resistir a esses novos esforços [33].

Desta forma, quer no dimensionamento estrutural, quer na verificação da segurança dos edifícios deve-se ter em conta a influência das paredes de alvenaria. A não consideração das mesmas poderá alterar a resposta face a uma ação sísmica e consequentemente poderão ser

produzidos mecanismos de comportamento imprevistos tais como *soft-storey* e *short-column* que poderão provocar o colapso das estruturas quando sujeitas a uma ação sísmica [24].

Em muitos edifícios as paredes de alvenaria estendem-se apenas até certa altura dos pisos, deixando parte do pilar exposto, originando desta forma o denominado mecanismo “pilar-curto” ou “*short-column*” (Figura 4).



Figura 4 - Mecanismo do tipo “pilar-curto” originado pela presença das janelas [34].

Com o aparecimento da arquitetura moderna em Portugal surgiram edifícios em que a parede de alvenaria era inexistente no piso térreo por forma a maximizar o espaço aberto e útil para os utilizadores [18]. Com esta inovação foram introduzidos nos edifícios novas vulnerabilidades, pois estariam sujeitos a um tipo de mecanismo originado pela irregularidade em altura da rigidez. Este mecanismo é denominado de *soft-storey* e será abordado no ponto 2.2.3 de forma mais aprofundada.

2.2.3 Mecanismo de *soft-storey*

Uma correta conceção estrutural é essencial para o bom comportamento face a qualquer tipo de solicitação (estática ou dinâmica). Edifícios simples, regulares e com sistemas de resistência superabundantes para solicitações horizontais exibem um melhor comportamento. Por outro lado edifícios complexos geralmente resultam em estruturas cujas dimensões e pormenorização dos seus elementos apresentam algumas deficiências [7].

Variações bruscas de rigidez, massa ou resistência do edifício e/ou propriedades dos elementos estruturais (redução da secção dos pilares e paredes resistentes em altura) e não estruturais quer em planta, quer em altura podem resultar em distribuições de forças e deformações muito diferentes daquelas que surgem em edifícios regulares quando sujeitos a ações sísmicas (Figura 5) [35].



Figura 5 – Edifício irregular em altura com mecanismo de *soft-storey* [36].

O aparecimento de descontinuidades surge nos edifícios quando se passa de um andar para outro e os elementos estruturais e não estruturais não têm continuidade desde o topo até às fundações do edifício. Os pisos que apresentam esta mesma descontinuidade assumem-se como sendo os pisos mais vulneráveis do edifício [20].

Um tipo de irregularidade muito comum nos edifícios construídos na década de 70 em Portugal surge ao nível dos pisos inferiores, que resultado da ausência de paredes de alvenaria para a localização de estacionamento, lojas ou simplesmente por opções arquitetónicas [18].

As paredes de alvenaria podem modificar muito significativamente a resposta de um edifício face a uma ação sísmica [21]. O pior cenário possível é quando existem paredes de alvenaria em todo o edifício exceto no rés-do-chão originando desta forma o mecanismo de *soft-storey*.

O edifício assente sobre pilares comporta-se como um pêndulo invertido (Figura 6) quando sujeito a um sismo verificando-se que quase todo o deslocamento se concentra no primeiro piso. Os pilares do rés-do-chão são assim sujeitos a um *drift* muito elevado podendo originar o seu colapso.

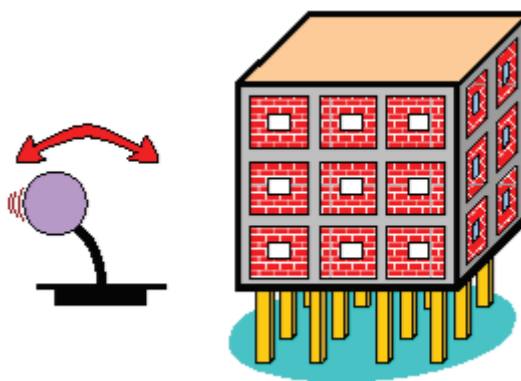


Figura 6 - Edifício com r/c vazado com comportamento tipo "pêndulo invertido" (adaptado de[22]).

Uma distribuição uniforme das paredes de alvenaria ao longo de todo o edifício poderá por outro lado também produzir um efeito benéfico na resposta estrutural, pois reduz as deformações e os danos impostos por uma ação sísmica. O acréscimo de rigidez revela-se importante na resposta do edifício face a uma ação sísmica, porém se algum dos pisos do edifício apresentar uma irregularidade ao nível de rigidez dos elementos estruturais e não estruturais é desencadeado então o mecanismo de *soft-storey* (Figura 7) [20]. Desta forma pode-se concluir que o efeito benéfico na resposta estrutural conferido pelas paredes de alvenaria pode facilmente ser prejudicial e inclusivamente ser a principal razão do colapso do edifício se a sua distribuição não for uniforme [20].



Figura 7 - Mecanismo de *Soft-Storey* [37].

Autores como Fafjar [20], Rodrigues [26], Milheiro [38], Manfredi [21], e Alinouri [25] estudaram este tipo de mecanismo, verificando a influência da existência de pisos vazados nos edifícios. Ambos concluem mais uma vez que a existência de pisos vazados torna o edifício mais vulnerável verificando-se que quando solicitado por um sismo ocorre um deslocamento muito elevado nesses pisos. Este deslocamento não se verifica quando a distribuição das paredes de alvenaria é uniforme (Figura 8) [33].

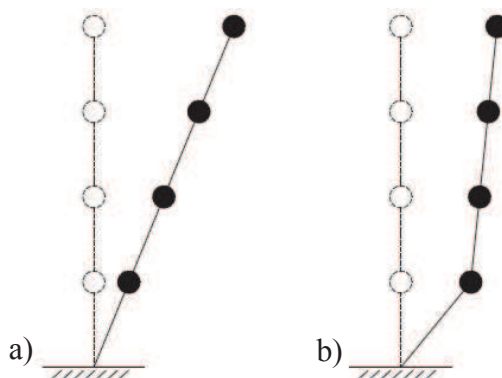


Figura 8 – Primeiro modo de vibração de uma estrutura idealizada a) Deslocamento de uma estrutura com distribuição uniforme da alvenaria b) Mecanismo de *soft-storey* com rotura no primeiro piso provocado por ausência de alvenaria no r/c (adaptado de [25]).

Um edifício de betão armado regular com uma distribuição uniforme das paredes de alvenaria pode igualmente colapsar devido a um mecanismo de *soft-storey* quando:

- A ductilidade global da estrutura é baixa assim como a ductilidade dos elementos estruturais [39];
- As paredes de alvenaria são frágeis [20];
- Forem utilizados fatores de redução elevados para determinar as forças sísmicas no dimensionamento estrutural.

Caso as paredes sejam esbeltas o efeito de rotação da parede torna-se preponderante levando ao colapso dos pilares por compressão e consequente colapso global [40]

Como se pode verificar as consequências deste mecanismo podem ser catastróficas para o edifício e para os seus utilizadores sendo de total importância conceber soluções de reforço para edifícios sujeitos a tal fenómeno por forma a controlar os danos ou mesmo eliminar este tipo de mecanismo.

2.3 Conclusão

Ao longo deste capítulo foram descritos os efeitos que um sismo pode introduzir nos edifícios de betão armado. Foram revistos os tipos de danos que este tipo de estruturas pode sofrer quando sujeitos a este tipo de ação. Depois foi analisada a influência das paredes de alvenaria neste tipo de edifícios.

As paredes de alvenaria idealmente deveriam ser sempre contabilizadas no dimensionamento sísmico dos edifícios pois podem modificar a resposta estrutural destes quando não consideradas em projeto. A sua distribuição deve ser uniforme quer em altura quer em planta.

O mecanismo de *soft-storey* resulta de irregularidades em altura em rigidez, pelo que edifícios com pisos vazados devem merecer especial atenção pois tornam-se vulneráveis quando sujeitos a um sismo.

Capítulo 3

Paredes de alvenaria nas estruturas de betão armado

3.1 Introdução

Parede de alvenaria é o termo que designa uma vedação vertical com as seguintes características: autoportante, fixa, monolítica, contínua e geralmente pesada. É constituída por um conjunto de pedras ou blocos, artificiais ou naturais, ligados entre si através de juntas de argamassa. A sua utilização na construção serve para imensos fins tais como: decoração, delimitação de espaços, proteção para o exterior, conforto acústico e térmico. Com o aparecimento do aço e do betão as alvenarias utilizadas como elementos estruturais têm cada vez menor uso [41].

É prática comum nos projetos de estruturas a consideração da contribuição estrutural das paredes de alvenaria no dimensionamento como ação e não como rigidez e resistência. As razões que justificam tal prática são associadas à dificuldade na sua modelação numérica, mas se por um lado este procedimento é conservativo quando se tratam de ações verticais, o mesmo já não é verdade quando se tratam de ações horizontais, nomeadamente a ação sísmica tal como já foi descrito no capítulo anterior.

Como já foi dito, estudos recentes têm demonstrado que a presença de paredes de alvenaria tem uma contribuição importante na resposta estrutural face às ações sísmicas, de forma favorável ou desfavorável e que torna óbvia e obrigatória a sua consideração no projeto estrutural [21]. É fundamental então encontrar o modelo ideal que permita reproduzir o comportamento das paredes de alvenaria durante um sismo por forma a conseguir realizar

uma correta avaliação do desempenho do edifício e particularmente verificar de que forma o comportamento deste se altera com a presença das mesmas [42].

Ao longo deste capítulo é realizado o estudo da interação das paredes de alvenaria com as estruturas de betão armado. Inicialmente será apresentado o comportamento das paredes de alvenarias confinadas por estruturas de betão armado e depois será apresentado o modelo adotado para representar o comportamento das mesmas no presente trabalho.

3.2 Comportamento das estruturas porticadas de betão armado preenchidas com paredes de alvenaria

As paredes de alvenaria alteram de forma significativa o comportamento das estruturas de betão armado quando sujeitas a ações sísmicas, nomeadamente rigidez, resistência máxima e a capacidade de dissipação de energia da estrutura [24].

Leuchars [26] descreve a evolução do comportamento de uma parede de alvenaria confinada por um pórtico de betão armado identificando 3 fases fundamentais quando sujeitos a ações horizontais crescentes:

- Primeira fase: a parede de alvenaria e o pórtico de betão armado apresentam um comportamento coeso e monolítico, com uma elevada capacidade de carga e com reduzida fendilhação. A duração desta fase relaciona-se com as condições de ligação entre o pórtico de betão armado e a parede de alvenaria. Quando as deformações do pórtico de betão armado são incompatíveis com as da parede de alvenaria surgem fendas na interface ao longo dos cantos tracionados, originando desta forma separação entre os dois elementos [38]
- Segunda fase: existe uma contínua progressão das fendas em direção aos cantos comprimidos, com as tensões de compressão a serem transmitidas ao longo dos cantos diagonalmente opostos onde a separação ocorreu. Desta forma a parede de alvenaria adquire um comportamento de biela diagonal comprimida (Figura 9) [38];

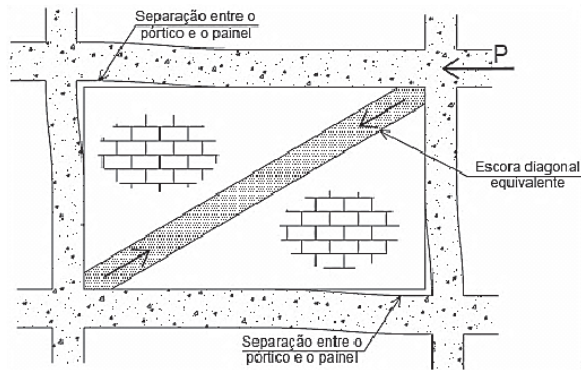


Figura 9 - Biela diagonal equivalente (adaptado de [38]).

- Terceira fase: ocorre a rotura da parede de alvenaria com origem em um dos três principais mecanismos ou em combinações destes.

Um dos modos de rotura consiste na fissuração da parede de alvenaria na direção da biela diagonal comprimida, originada pelos esforços de tração, com as fissuras a surgirem ao longo das juntas de argamassa de ligação dos blocos. Este fenómeno deve-se à resistência da argamassa ser inferior à dos blocos de alvenaria (Figura 10-a). Um segundo modo de rotura é originado pela rotura que pode ocorrer por deslizamento ao longo das juntas horizontais de argamassa que resulta da baixa resistência da alvenaria a esforços de corte (Figura 10-b) [26]. Por sua vez, quando as paredes de alvenaria apresentam uma elevada resistência ao corte e à tração, a rotura é condicionada pelo esmagamento dos cantos comprimidos (Figura 10-c). A probabilidade da ocorrência deste mecanismo é tanto maior quanto mais deformável for o pórtico, provocando dessa forma uma diminuição do comprimento de contacto entre este e a parede de alvenaria na zona dos cantos comprimidos aumentando assim a tensão de compressão. Após o colapso das paredes de alvenaria as forças são imediatamente transmitidas ao pórtico de betão armado [38].

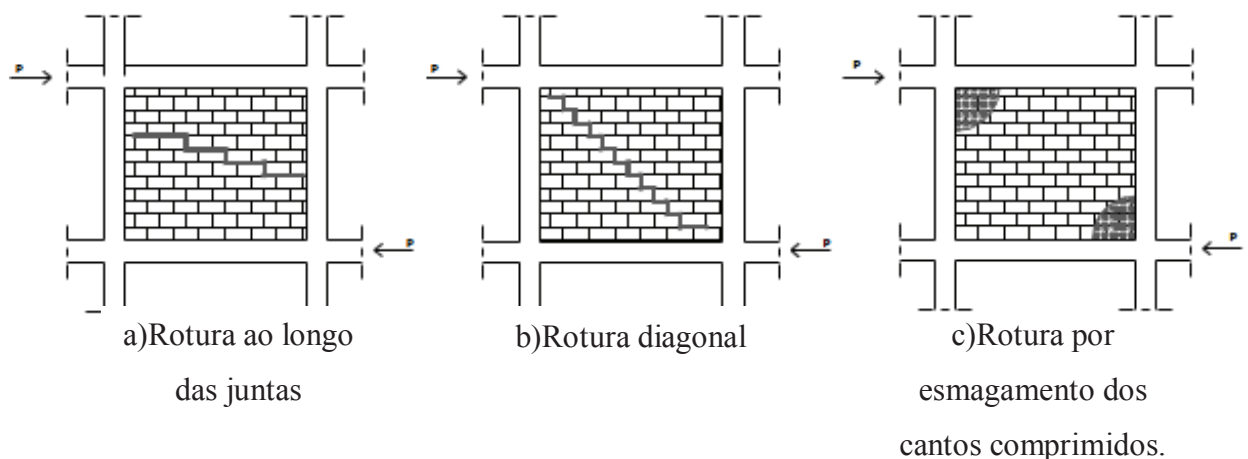


Figura 10 - Modos de Rotura da Alvenaria (adaptado de [26]).

Além destes 3 modos de rotura da parede de alvenaria, existe também a possibilidade em que esta possui mais resistência comparativamente com o pórtico de betão armado, originando assim uma rotura prematura nos pilares ou nas vigas.

3.3 Modelação do comportamento das paredes de alvenaria

A interação entre as estruturas de betão armado e as paredes de alvenaria tornou-se um ponto fundamental a ser estudado pelas comunidades científicas. Foram desenvolvidos vários estudos numéricos com vários tipos de abordagens e complexidades, assim como vários ensaios experimentais com o objetivo de interpretar este fenómeno.

A modelação da participação da parede de alvenaria pode ser realizada através de várias estratégias que se podem dividir em dois grandes grupos: micro-modelos e macro-modelos [43].

- Micro-modelos: a discretização é realizada ao nível do elemento separando os vários elementos que constituem as paredes de alvenaria (tijolos, junta e interface tijolo-junta) por intermédio de elementos de interface podendo desta forma ser atribuídas diferentes características de comportamento a cada tipo de elemento. A utilização deste tipo de modelos resulta numa representação bastante próxima do comportamento real, tendo em conta os efeitos locais e globais e permite traçar com boa aproximação o padrão de fendilhação da estrutura, o valor da carga última e o mecanismo de colapso associado. Porém o elevado esforço de cálculo associado assim como o número de parâmetros necessários à sua caracterização dificultam a sua utilização para a análise de edifícios. Este modelo torna-se bastante útil para análises locais ou como ferramenta de calibração de outros modelos globais [26];
- Macro-modelos: apenas é necessária uma lei constitutiva global para a alvenaria exigindo desta forma um menor grau de refinamento. São modelos mais simples e permitem uma representação global do comportamento da parede de alvenaria assim como da sua influência na resposta estrutural face às ações sísmicas. De todos os macro-modelos desenvolvidos o mais utilizado é o modelo da dupla-biela diagonal equivalente [26].

No presente trabalho foi usado o macro-modelo proposto por Crisafulli [42], testado experimentalmente por Smyrou [44] onde se verificou que os valores resultantes da modelação numérica se aproximavam bastante dos resultados experimentais. Desta forma será apresentado o modelo adotado e os parâmetros necessários para a sua definição.

3.4 Modelo da dupla biela diagonal equivalente

Após a observação de vários ensaios experimentais concluiu-se que o conjunto pórtico de betão armado-parede de alvenaria tem um comportamento monolítico para ações sísmicas baixas. Aumentando o valor dessas ações a deformação lateral aumenta e o comportamento torna-se assim mais complexo, resultando numa separação entre o pórtico de betão armado e a parede de alvenaria. Nesta situação o pórtico de betão armado deforma-se por flexão e a parede de alvenaria por corte, permanecendo apenas o contacto nos cantos comprimidos. Caso exista algum tipo de ligação entre o pórtico de betão armado e a parede de alvenaria este tipo de comportamento não se verifica [26].

É possível então simular a participação da parede de alvenaria na resposta da estrutura face às ações sísmicas utilizando duas barras diagonais (Figura 11) que deverão possuir as características mecânicas e geométricas que melhor retratem o comportamento da parede e do conjunto parede-pórtico [43].

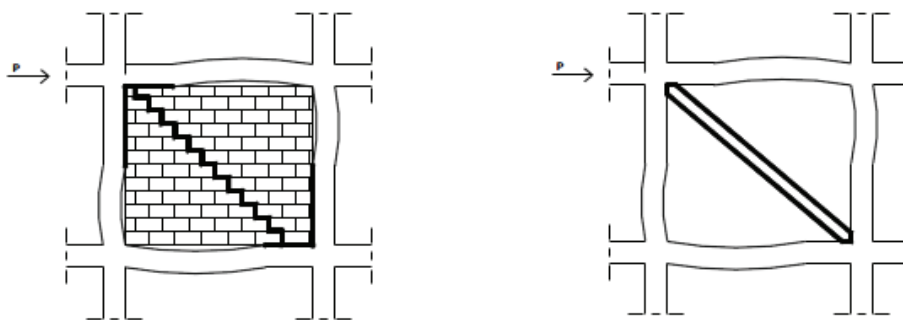


Figura 11 - Simplificação do modelo da biela diagonal equivalente (adaptado de [26]).

O modelo da dupla biela diagonal equivalente apresenta um compromisso entre o modelo simplificado de uma biela e da tripla biela equivalente. Esta abordagem fornece uma boa simulação da interação entre a parede de alvenaria e o pórtico de betão armado.

Cada parede de alvenaria segundo a proposta de Crisafulli é representada por 4 bielas e duas molas de comportamento não-linear sendo que em cada direção diagonal possui duas bielas paralelas que transmitem os esforços e deformações nos dois cantos diagonalmente opostos e uma mola para contabilizar a resistência e o deslizamento. A presença desta última mola reflete a importância da deformação por corte e da força de corte na resposta de uma parede de alvenaria não estrutural. Ela atua exclusivamente em toda a diagonal da parede de alvenaria sendo que depende apenas da sua deformação [44].

Neste modelo existem 4 nós internos que simulam os pontos de contacto entre a alvenaria e os elementos de betão armado na realidade, assim como 4 nós fictícios (ou seja um segundo

Capítulo 3

suporte) que são introduzidos com o objetivo de representar o comprimento e a largura de contacto entre os pilares de betão armado e a parede de alvenaria (Figura 12).

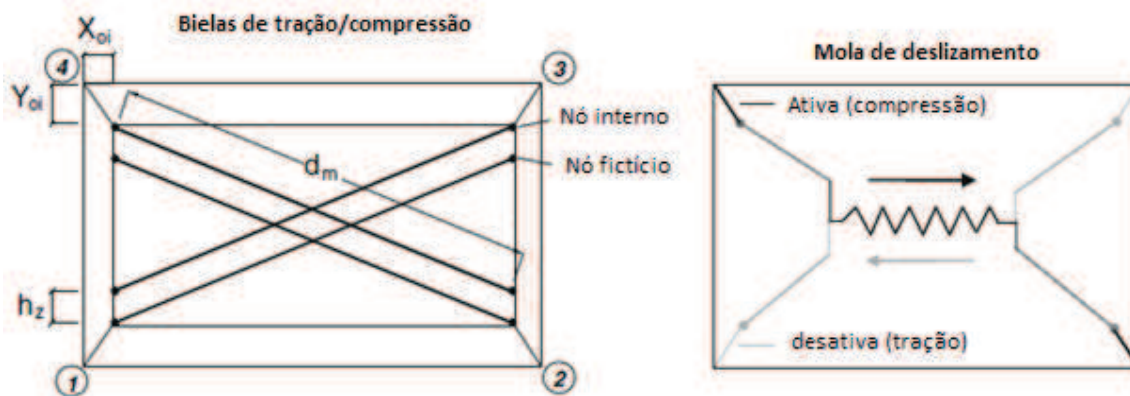


Figura 12 - Modelo utilizado para a parede de alvenaria (adaptado de [43]).

Por outras palavras a finalidade da utilização do modelo da dupla biela equivalente é considerar que as forças e os momentos são introduzidos nos pilares como resultado da excentricidade com que os elementos de betão armado adjacentes comprimem as paredes de enchimento. Os deslocamentos e as forças originados nos pontos fictícios são transformados em deslocamentos dos nós externos adjacentes. A direção da mola depende da direção do deslocamento [44].

As 4 bielas diagonais utilizam o modelo de comportamento histerético desenvolvido por Crisafulli [45] (Figura 13 - a) o qual consiste em 5 leis que têm em conta a possibilidade de diferentes modos de tensão ao passo que a biela de deslizamento utiliza uma lei de comportamento histerético bilinear (Figura 13 - b).

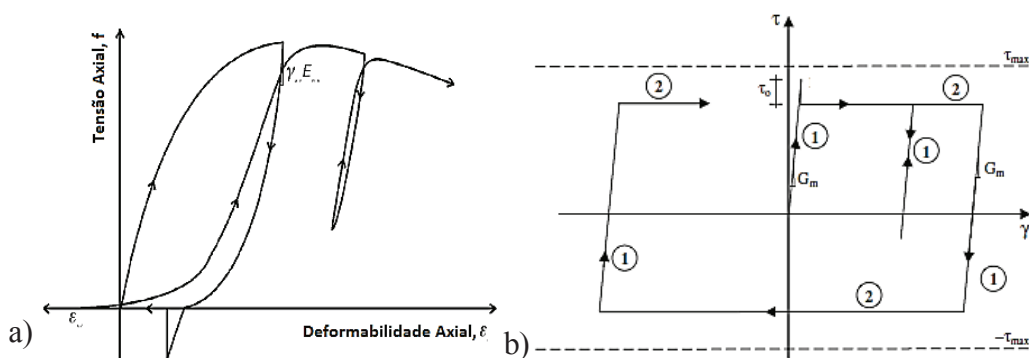


Figura 13 - Comportamento histerético a) das bielas de compressão b) da mola de deslizamento (adaptado de [46]).

3.4.1 Parâmetros do modelo

A calibração deste modelo envolve uma seleção cautelosa ou mesmo o cálculo dos parâmetros envolvidos. São necessários determinados parâmetros mecânicos, geométricos e

empíricos para definir o comportamento dos suportes da alvenaria. É de seguida descrito uma lista de variáveis necessárias como dados de entrada, assim como acompanhadas dos valores que são recomendados por Smyrou [44].

3.4.2 Parâmetros mecânicos

Resistência à compressão $f_{m\theta}$: este é o parâmetro que controla principalmente a resistência do suporte e tem de ser distinguida da força de compressão padrão da alvenaria, tendo em conta a inclinação das tensões principais de compressão assim como o modo de rotura expectável da alvenaria.

A resistência à compressão das paredes de alvenaria pode ser calculada segundo a equação 1 quando se possui valores experimentais de ensaios à compressão da alvenaria [44]:

$$f_{m\theta} = f_1 \sin(\theta)^2 \quad (1)$$

Em que:

$f_{m\theta}$ – resistência à compressão na direção θ

f_1 - valor da tensão principal registada nos ensaios à compressão das paredes de alvenarias

θ – Ângulo da biela com a direção horizontal (Figura 14)

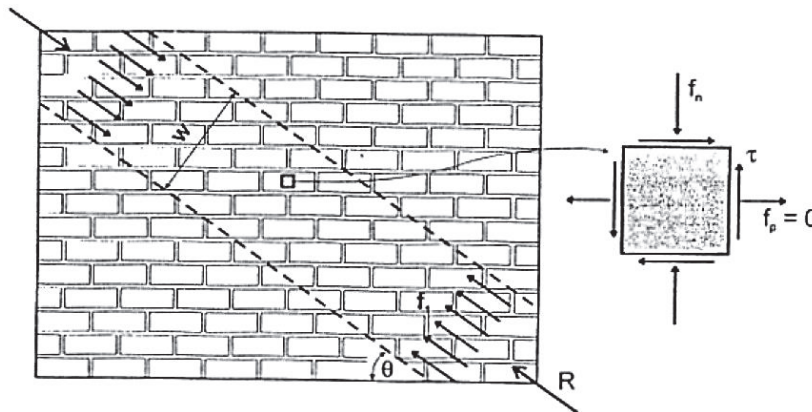


Figura 14 - Estado de tensão considerado para avaliar a tensão de compressão $f_{m\theta}$ (adaptado de [44]).

Na Universidade de Pavia foram realizados testes experimentais em que a tensão principal registada era estimada em 1.1 MPa [44] sendo este o valor adotado para o presente trabalho.

Módulo de Elasticidade E_m : este parâmetro representa o declive inicial da curva tensão-extensão e o seu valor revela uma grande variação. Existem várias abordagens utilizadas para o seu cálculo, sendo na maioria respeitantes ao módulo de elasticidade das paredes de alvenaria com resistência à compressão. Estas equações empíricas resultam num intervalo de valores entre $400 f_{m\theta} < E_m < 1000 f_{m\theta}$.

A expressão adotada para determinar o valor de E_m é dada pela equação 2:

$$E_m = 1000 f_{m0} \quad (2)$$

Em que:

f_{m0} – resistência à compressão das paredes de alvenaria

Verificou-se que a resistência à compressão f_{m0} pode tomar diferentes valores consoante a dimensão da parede, então o valor do módulo de elasticidade E_m variará de igual forma dado que são diretamente proporcionais [44].

Resistência à tração f_t : este parâmetro representa o valor da resistência à tração da parede de alvenaria. Foram realizados ensaios experimentais onde se verificou que este valor foi estimado em 0.575 MPa e foi adotado para o presente trabalho [46].

Extensão à máxima tensão ε_m : este parâmetro representa a deformação imposta pela força máxima e influencia a rigidez secante do ramo ascendente da curva tensão-deformação. O valor sugerido por Smyrou e que fornece melhores resultados é o de 0.0012 [43].

Extensão última ε_u : este parâmetro serve para controlar o ramo descendente da curva tensão-deformação, que é modelado através de uma parábola por forma a obter um melhor controlo da resposta das bielas. Para valores grandes como 20 ε_m , o decrescimento do valor da tensão de compressão da alvenaria é mais suave pelo que o valor de 0.024 é sugerido por Smyrou [43].

Extensão de fechamento ε_{cl} : este parâmetro define a extensão depois das fraturas fecharem parcialmente permitindo o desenvolvimento de tensões de compressão. Os valores sugeridos por Smyrou variam entre 0 e 0.003 [43].

Tensão de ligação de deslizamento τ_0 e coeficiente de atrito μ e tensão máxima de deslizamento: A tensão de deslizamento resulta da combinação de dois mecanismos: a tensão de ligação e a resistência do atrito entre pontos de argamassa e os tijolos. A tensão de deslizamento pode ser definida como a soma das tensões de ligação de deslizamento τ_0 e do coeficiente de fricção μ multiplicados pelo valor absoluto da tensão normal de compressão na direção perpendicular às juntas horizontais. Os valores de τ_0 e de μ podem ser obtidos diretamente por ensaios de deslizamento [43].

3.4.3 Parâmetros geométricos

Os parâmetros geométricos do modelo são: a distância vertical e horizontal dos pontos externos, a espessura da parede de alvenaria, a separação vertical entre as bielas e a área da biela.

Distância vertical e horizontal dos pontos externos x_{oi} e y_{oi} : representa a redução das paredes de alvenaria devido à profundidade dos elementos de betão armado. Neste modelo este dois parâmetros definem as coordenadas dos nós fictícios [43].

Separação vertical entre as bielas h_z : a distância entre as bielas conduz a resultados razoáveis para valores entre 1/3 e 1/2 do comprimento de contacto. Para determinar o comprimento de contacto utilizou-se a fórmula de Stafford Smith (equação 3) que é sugerida por Smyrou [43]:

$$z = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (3)$$

Onde:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_w}} \quad (4)$$

Em que $E_c I_c$ é a rigidez à flexão dos pilares, sendo os restantes parâmetros indicados na Figura 15.

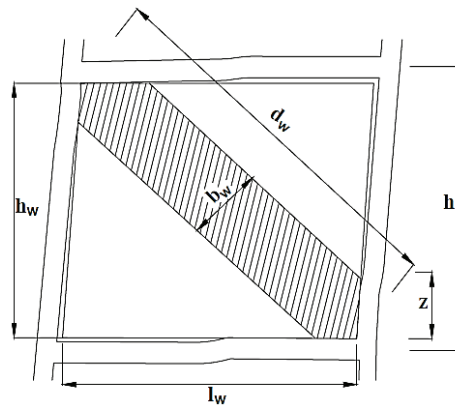


Figura 15 - Configuração da parede de alvenaria com os respetivos parâmetros geométricos indicados (adaptado de [44]).

Espessura da parede de alvenaria t_w : é o valor da espessura da parede de alvenaria considerando a presença de juntas de argamassa.

Área da biela: É definido como o produto da espessura da parede de alvenaria e a largura equivalente da biela b_w , que normalmente varia entre 10% e 25% da diagonal da parede de alvenaria. Até à fissuração da parede de alvenaria o comprimento de contacto entre os elementos de betão armado e a alvenaria diminui com o aumento dos deslocamentos laterais afetando assim a área equivalente das bielas. Por forma a controlar a variação da rigidez e do comprimento axial da biela o valor da área residual é inserido no modelo sob forma de percentagem da área inicial. É assumido que o valor da área varia linearmente em função da deformação axial (Figura 16).

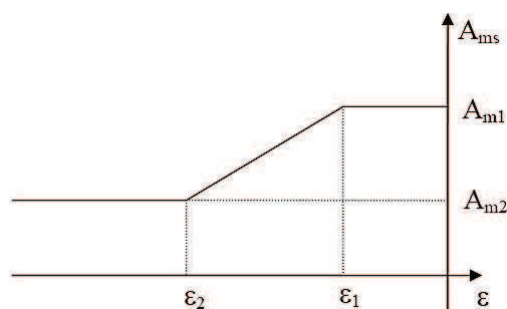


Figura 16 - Variação da área da parede de alvenaria em função da deformação axial (adaptado de [44])

A importância de uma correta avaliação da área da biela equivalente consiste no facto da rigidez da parede de alvenaria e, consequentemente a rigidez global, serem diretamente afetadas [44].

Smyrou sugere valores de 0.0003 e 0.0006 para ϵ_1 e ϵ_2 respetivamente para paredes de alvenaria pequenas e de 0.0005 e 0.0009 para paredes de alvenaria grandes.

3.3.1.4 Parâmetros empíricos

Definidos os parâmetros mecânicos e geométricos resta definir os valores empíricos envolvidos no cálculo de diferentes parâmetros associados ao comportamento cíclico. Crisafulli recomenda para estes parâmetros uma série de valores que foram obtidos de resultados experimentais (Tabela 1).

Tabela 1 - Valores sugeridos por Crisafulli, valores limite e valores adotados para os valores empíricos (adaptado de [44]).

Parâmetros empíricos			
Parâmetros	Valores sugeridos (Crisafulli)	Valores limite	Valores adotados
γ_{un}	1.5-2.5	≥ 1	1.7
α_{re}	0.2-0.4	≥ 0	0.2
α_{ch}	0.3-0.6	0.1-0.7	0.7
β_a	1.5-2.0	≥ 0	2
β_{ch}	0.6-0.7	0.5-0.9	0.9
γ_{plu}	0.5-0.7	0-1.0	1
γ_{plr}	1.1-1.5	≥ 1	1.1
e_{x1}	1.5-2.0	≥ 0	3
e_{x2}	1.0-1.5	≥ 0	1

3.5 Conclusão

Ao longo deste capítulo foi estudada a interação entre as paredes de alvenaria e os elementos de betão armado que as confinam. Verificou-se que quando sujeitas a um sismo as paredes de alvenaria passam por 3 fases fundamentais: i) aparecimento de fendas nos cantos

tracionados ii) progressão das fendas em direção aos cantos comprimidos iii) rotura da parede de alvenaria

Existem 3 tipos de roturas de uma parede de alvenaria: i) rotura ao longo das juntas ii) rotura diagonal iii) rotura por esmagamento dos cantos comprimidos.

Neste capítulo foi descrito o modelo da biela de equivalente adotado para representar as paredes de alvenaria assim como a sua lei de comportamento não linear. Para a definição desta lei de comportamento são necessários parâmetros mecânicos, geométricos e empíricos aqui apresentados e descritos.

Capítulo 4

Casos de estudo

4.1 Introdução

Com o objetivo de desenvolver um trabalho que se aplique a situações reais foram selecionados dois edifícios de betão armado sendo um deles um edifício existente, situado em Lisboa e o outro um edifício que foi alvo de um estudo efetuado pelo LNEC. Este último edifício foi projetado no âmbito de uma investigação na área do dimensionamento sísmico de elementos estruturais [47]. Desta forma serão comparados dois edifícios em que apenas num foi considerada a ação sísmica no seu dimensionamento.

O edifício situado em Lisboa foi projetado na década de 50 e constitui uma excelente escolha pois representa o tipo de edifícios pretendidos para o presente trabalho.

No início deste capítulo será realizada uma contextualização arquitetónica deste novo movimento da arquitetura que invadiu Portugal na década de 50. De seguida serão apresentados os edifícios estudados no presente trabalho. A sua arquitetura e conceção estrutural pontos serão descritas de forma a existir um conhecimento profundo do edifício em si.

Após a apresentação dos casos de estudo será apresentado o programa utilizado no presente trabalho e o tipo de análises que serão realizadas. Por fim será apresentada a modelação numérica realizada a cada edifício estudado.

4.2 Contextualização arquitetónica

Foi no século XX que a habitação coletiva se desenvolveu com novas formas. Uma das culturas que protagonizou essa mudança foi a Holanda com a edificação de edifícios extensos que formavam quarteirões únicos e introduziam dessa forma novas tipologias nas habitações e novos sistemas de circulação. A ideia da simplicidade foi aplicada na própria implantação

urbana assim como no interior das edificações, surgindo o bloco solto e em série. Na história do betão armado este foi um momento de simbiose entre o arquiteto e o engenheiro, assinalado pela dimensão interdisciplinar dos edifícios que projetaram. Entenderam a obra com um sentido de equilíbrio dinâmico na conjugação da habitação moderna com a estrutura hiperestática de betão armado [18].

Carles-Edouard Jeanneret-Gris, mais conhecido como *Le Corbusier* enunciou a “circulação” e o “método da estrutura” como as funções principais da habitação coletiva, estabelecendo desta forma os princípios pelos quais o bloco de habitação se distinguia e afirmava. A sua influência estendeu-se principalmente ao urbanismo, aceitando assim que o recurso massivo do automóvel exigia ao planeamento urbano, que na perspetiva de *Le Corbusier* deveria consistir em blocos grandes de habitações coletivas assentes em *pilotis*, sistema construtivo baseado no suporte de um edifício através de uma grelha de pilares deixando desta forma o terreno debaixo da construção livre. Assim como os edifícios deveriam ser brancos, opondo-se a qualquer tipo de ornamentação artificial seguindo a linha orientadora de uma construção simples e frias, tornando-se um alvo fácil de crítica por serem monótonas e desagradáveis para os peões [48].

A arquitetura de *Le Corbusier* assenta em 5 pontos fundamentais “Cinq points d’une Architecture Nouvelle” [18]:

- Construção assente sobre Pilotis: criação de uma nova perspetiva no meio urbano em virtude das construções suspensas, permitindo inclusive a circulação de automóveis;
- Terraço-jardim: possibilidade de aproveitar a última laje do edifício através do avanço técnico do betão armado, normalmente como espaço de lazer, transformando as coberturas em terraços habitáveis em contraposição aos telhados inclinados das construções tradicionais;
- Planta livre da estrutura: surge na sequência do anterior, sendo que a definição dos espaços interiores já não dependeria da conceção estrutural. O uso de sistemas viga-pilar em grelhas ortogonais resultaria na flexibilidade necessária para uma maior diversidade dos espaços internos;
- Fachada livre da estrutura: consequência do último ponto, os pilares do edifício deve ser projetada no interior das construções criando assim recuos nas lajes por forma a tornar o projeto das aberturas mais flexível. Desta forma era possibilitado a máxima abertura das paredes externas em vidro, em oposição às alvenarias maciças que outrora recebiam os esforços estruturais do edifício;

- Janela em Fita: a uma certa altura do edifício, de um ponto ao outro da fachada de acordo com a orientação solar, permitindo iluminação mais uniforme e vistas panorâmicas do exterior.

A *Villa Savoye* (Figura 17), obra do Arquiteto *Le Corbusier*, é uma residência projetada e construída entre 1928-1929, em Poissy. A *Villa* expõe em si mesma os “Cinq points d’une Architecture Nouvelle”, propostos na obra teórica de *Le Corbusier*, formulada em 1927 [49].



Figura 17 - *Villa Savoye* [49].

Os Congressos Internacionais de Arquitetura Moderna (CIAM) – que contribuíram para a evolução e definição de uma nova arquitetura – fizeram a síntese de experiências anteriores no campo da habitação coletiva aliadas às novas linhas orientadoras já retratadas e transformaram-nas à luz da Arquitetura do Movimento Moderno. Em Portugal, foi a partir de 1940 que a doutrina do Estilo Internacional se refletiu no seu estado mais puro e com enorme afirmação. Os anos 50 do século XX representam o ponto de maior expressão técnica e cultural da arquitetura moderna assim como significam o momento de viragem para outros modelos, traduzidos na denominada Arquitetura Popular. Foi nessa época estabelecido um acerto com o panorama internacional. Os edifícios selecionados para os casos de estudo respondem exatamente às premissas da arquitetura moderna [18].

4.3 Edifício PT8

4.3.1 Introdução

No seguimento da aplicação da nova regulamentação, na época, relativamente à ação dos sismos em edifícios comuns, foram dimensionados pelo LNEC vários edifícios-tipo de acordo com as prescrições do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado por forma a auxiliar os projetistas no dimensionamento de edifícios [13]. Nestes edifícios a

análise sísmica foi baseada no RSA o que permitiu obter forças equivalentes à ação dos sismos a aplicar em cada um dos pisos do edifício e assim foi realizado o dimensionamento estrutural [50].

O edifício é denominado de “PT8” por ser um edifício porticado de 8 andares. Trata-se de um edifício simples e prático. Este edifício foi estudado pelo LNEC sem paredes de alvenaria pelo que se realizou uma adaptação para o presente trabalho adicionando paredes de alvenarias em todos os pisos exceto no piso térreo por forma a satisfazer os requisitos necessários para o estudo que irá ser realizado.

4.3.2 Descrição Estrutural

O edifício PT8 apresenta uma disposição em planta de 20mx15m, sendo constituída por módulos de 4x5m com uma altura de 24 metros (Figura 18).

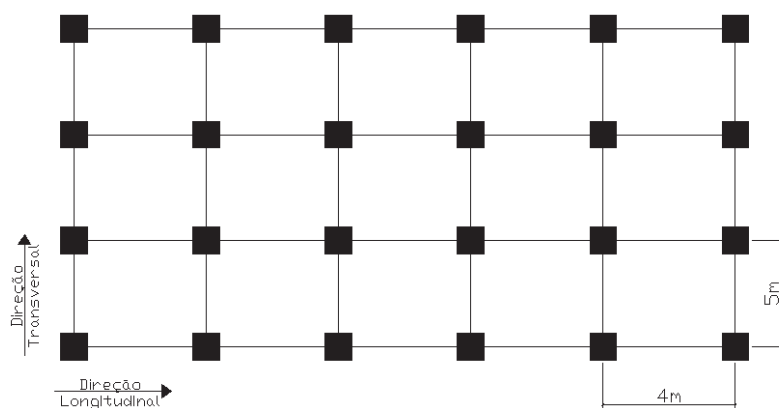


Figura 18 - Disposição em planta do PT8 e indicação dos pórticos estudados.

O PT8 é um edifício com um sistema porticado constituído por pilares, vigas e lajes. Considerou-se no seu dimensionamento que todo o edifício se encontrava encastrado ao nível do rés-do-chão, sendo que esta foi uma solução muito simplificada da ligação da estrutura do edifício ao terreno de fundação.

A questão desta simplificação da ligação da estrutura do edifício ao terreno é importante pois pode influenciar significativamente a distribuição dos esforços na estrutura, mas como este ponto não se encontra dentro dos objetivos do presente estudo, apenas as características geométricas dos elementos que constituem o edifício assim como a pormenorização da armadura e os materiais que o constituem são importantes [50]

O edifício é constituído por 6 pórticos transversais espaçados de 4 em 4 metros com um pé direito de 3 metros e 4 pórticos longitudinais espaçados de 5 em 5 metros (Figura 19).

O edifício PT8 foi alvo de uma análise plana, em que foram estudados os pórticos ilustrados nas Figura 18 e 19 com a respetiva adição das paredes de alvenaria como foi dito anteriormente. Assim cada uma das suas direções principais foi estudada.

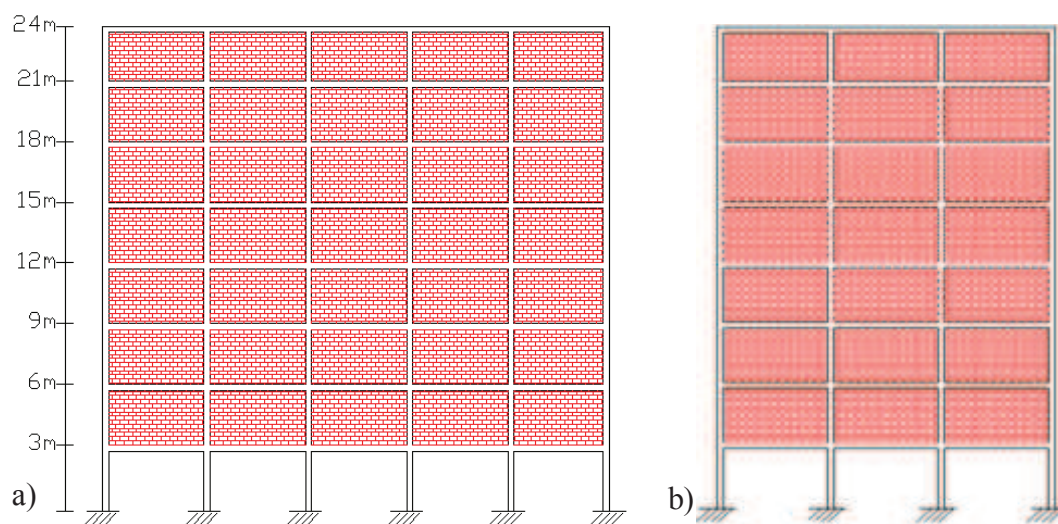


Figura 19 – Edifício PT8 – a) Pórtico longitudinal b) Pórtico transversal.

4.4 Edifício Lisboa

4.4.1 Introdução

O edifício denominado “Lisboa” consiste num bloco habitacional com piso do rés-do-chão vazado apenas ocupado com pilares e acessos verticais como se pode ver nos alçados frontal e lateral e no corte transversal (Figuras 20 e 21 respetivamente), o que cumpre com o objetivo do trabalho.

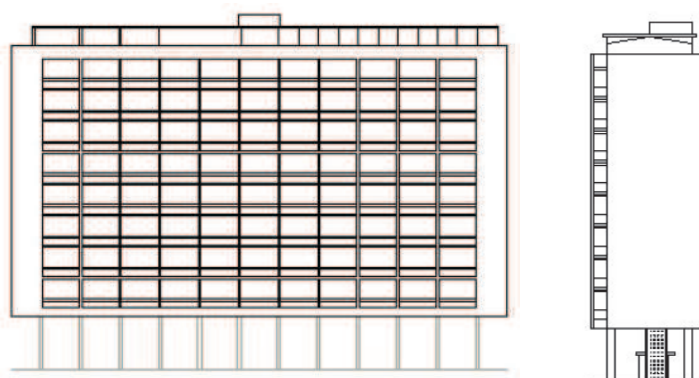


Figura 20 - Alçado frontal e lateral - edifício Lisboa [18].



Figura 21 - Corte transversal - edifício Lisboa [18].

O primeiro projeto de estabilidade apontava a ação do vento como ação horizontal preponderante face a ação sísmica e acabou por não ser construído. O mesmo foi concebido inicialmente sem ter em conta o momento nos pilares, apoiado no artigo 46º do R.B.A., ou seja o dimensionamento dos pilares foi realizado apenas para as cargas verticais considerando-se assim todos os pilares como interiores [18].

Este dimensionamento foi corrigido por indicação dos Serviços Técnicos da Câmara Municipal de Lisboa e foi entregue um aditamento datado de Junho de 1954 em que os efeitos das ações horizontais (vento e sismo) são considerados. O engenheiro projetista afirma na memória descritiva que a consideração da ação do vento seria suficiente para a verificação da estabilidade do edifício às ações horizontais, desprezando desta forma a ação sísmica, justificando a afirmação com a localização do edifício e com a probabilidade reduzida de ocorrência simultânea de sismo e vento, na mesma direção, com intensidade máxima. Na memória descritiva ainda se consegue encontrar um comentário relativo às ações horizontais em que é referido que “podemos considerar os edifícios como em condições de segurança bastante superiores à grande maioria das edificações em Lisboa”, refletindo assim a pouca importância na época atribuída aos efeitos das ações horizontais, principalmente à ação sísmica, nos edifícios [18].

A consideração da ação sísmica na verificação da estabilidade do edifício é realizada de acordo com o procedimento proposto numa publicação da época, em que são consideradas forças horizontais aplicadas nos nós dos pórticos proporcionais às massas dos pisos. A conclusão deste aditamento revelou que a consideração da ação sísmica não resultou em características geométricas superiores ou maiores necessidades de armadura, quando

comparando com a ação horizontal do vento, sendo assim considerada dispensável a verificação da estabilidade do edifício face à ação sísmica [26].

O segundo projeto de estabilidade surge com o objetivo da substituição das lajes pré-fabricadas aligeiradas do projeto inicial por lajes maciças de betão armado. Para o efeito foram realizados novos cálculos relativos à estabilidade do edifício. Nestes cálculos são tidos em conta as ações horizontais: sismo e vento.

A ação sísmica é definida com base em regulamentação estrangeira e em outros trabalhos, sendo na prática consideradas forças horizontais equivalentes, aplicadas nos nós da estrutura, cujo valor dependia da massa e de um fator de correção que tem em conta a frequência própria da estrutura. Esta nova verificação da estabilidade permitiu concluir que nos 3 primeiros pisos os momentos nos pilares e nas vigas devidos à ação sísmica eram superiores aos momentos obtidos no projeto inicial em que apenas era considerada a ação do vento [26].

4.4.2 Descrição arquitetónica

O edifício foi projetado pelo arquiteto Alberto Pessoa e desenvolve-se longitudinalmente com 11.1m de largura e 46.1m de comprimento, e uma altura de 29.4 m. No seu projeto estavam previstas duas juntas longitudinais que dividiam o edifício em 3 blocos, mas numa inspeção realizada ao edifício verificou-se a inexistência da mesma (Figura 22) [26].

No piso do rés-do-chão existem os acessos verticais consistindo em dois ascensores nas extremidades e um núcleo central com outro ascensor, um monta-cargas e uma escada de acesso a todo o edifício. Os restantes 8 pisos são destinados à habitação, com 24 fogos tipo duplex: duas tipologias T3+1 e quatro T4 em cada dois pisos. O terraço é acessível existindo uma pequena habitação para o porteiro assim como uma zona coberta de estendais [18].

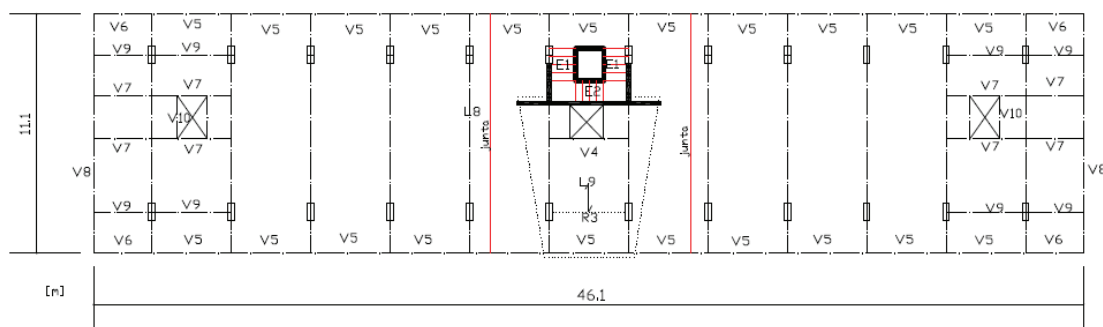


Figura 22 - Dimensões em planta do edifício Lisboa [26].

4.4.3. Descrição estrutural

O edifício Lisboa é constituído por 12 pórticos transversais de betão armado afastados de 3.70 metros entre si, com dois prolongamentos em consola de 2.70 metros nas suas extremidades (Figura 23). No teto do piso térreo existem duas vigas longitudinais apenas nas extremidades do edifício. Nos 8 pisos restantes as plantas repetem-se em cada dois andares devido à tipologia duplex dos apartamentos, sendo que a diferença entre os andares inferiores (1,3,5,7) e superiores (2,4,6,8) reside na abertura da laje para a escada interior [18].

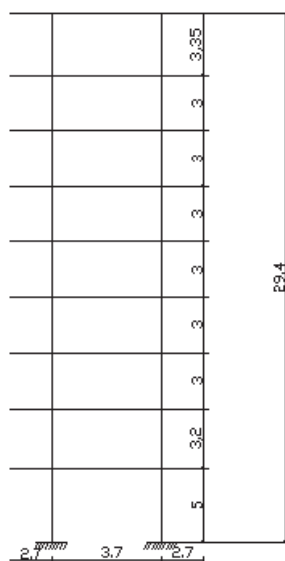


Figura 23 - Dimensões do pórtico transversal tipo - edifício Lisboa.

As lajes são contínuas e em betão armado. O acesso vertical é feito pelos dois ascensores nas extremidades e pelo terceiro ascensor central, juntamente com caixa de escadas comum. Apenas esta última é em betão simples, sendo as restantes caixas de elevadores realizadas em tijolo tradicional furado [26].

Existem 3 tipos de plantas estruturais: a planta estrutural do piso da entrada (rés-do-chão) ilustrada na Figura 24, a planta estrutural do designado piso superior tipo (2º, 4º, 6º e 8º andar) ilustrada na Figura 26 e a planta estrutural do designado piso inferior tipo (1º, 3º, 5º e 7º andar) ilustrada na Figura 25. Nestas plantas pode-se ver a localização dos pilares e a sua orientação. Pode-se igualmente verificar a localização dos pórticos ao longo de todo o edifício assim como a localização das vigas na direção longitudinal (apenas nas consolas).

Os restantes pisos são designados de piso superior ou inferior tipo em virtude de todas as habitações se tratarem de apartamentos do tipo duplex repetindo-se a mesma tipologia a cada dois andares.

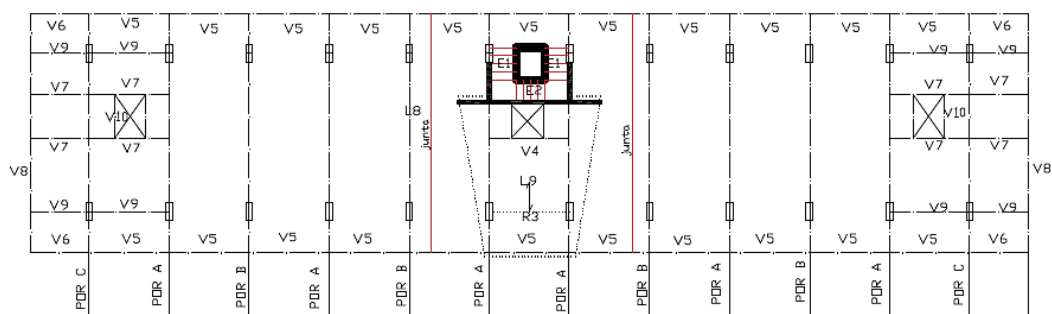


Figura 24 - Planta estrutural do r/c [26].

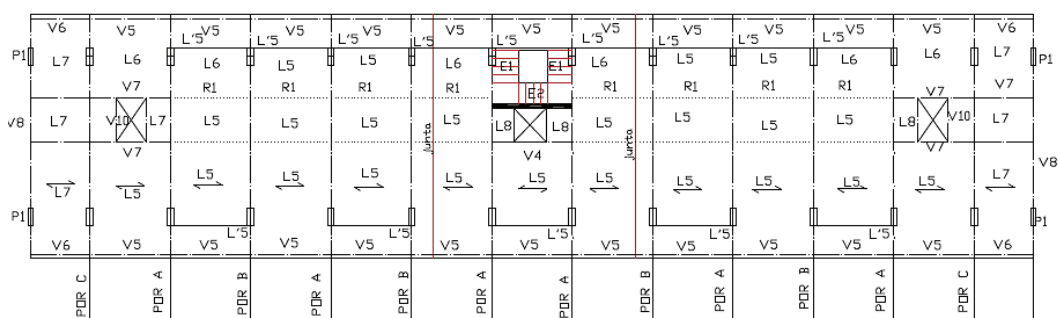


Figura 25 - Planta estrutural do piso inferior tipo (1º, 3º, 5º e 7º) [26].

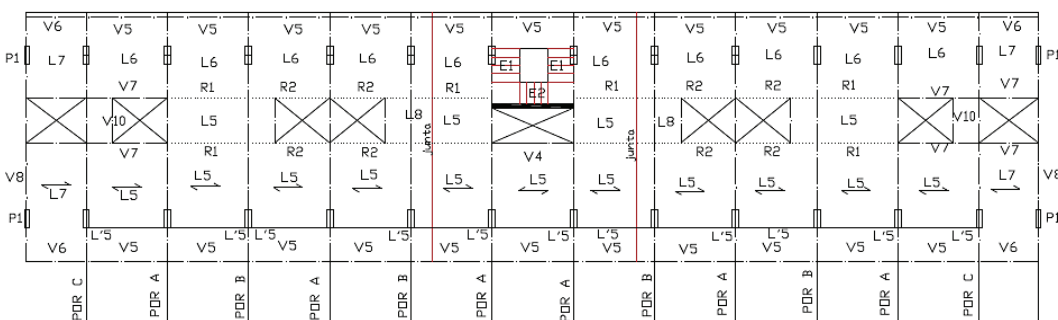


Figura 26 - Planta Estrutural do piso superior tipo (2º, 4º, 6º e 8º) [26].

4.5 Ferramenta de cálculo

4.5.1 Introdução

A ferramenta de cálculo utilizada neste trabalho trata-se do programa SeismoStruct [51], desenvolvido com o objetivo de permitir a geração automática de modelos para análises estáticas e dinâmicas no tempo aliada à visualização de todos os dados necessários a essas mesmas análises [51].

O SeismoStruct foi desenvolvido para avaliação analítica de diferentes classes estruturais tais como edifícios, pontes ou pavilhões industriais submetidas a uma ação sísmica. Este programa apresenta uma série de métodos não-lineares de análise estática e dinâmica

(*pushover*, análise dinâmica incremental, etc.) de modo a atender aos requisitos analíticos colocados pela avaliação da resposta à ação sísmica e ao método de dimensionamento.

O SeismoStruct permite a análise não-linear da resposta de uma estrutura a uma ação sísmica real através de valores de acelerações retiradas de sismos que vão ocorrendo ao longo do tempo (obtidas através de acelerogramas), obtendo-se assim simulações dos comportamentos quer dos materiais quer da resposta estrutural (deslocamentos dos elementos, curvas de capacidade, *drifts*, corte basal) que se verifica na realidade [51].

De seguida serão apresentadas o tipo de análises que serão realizadas neste trabalho.

4.5.2 Tipos de Análises

É consensual que as análises não lineares dinâmicas, utilizando sismos reais ou gerados de forma artificial, são referidas como as mais precisas para definir a exigência estrutural, utilizadas com especial atenção na caracterização de modelos laboratoriais e/ou de estruturas de reduzida complexidade. Mas uma das características que apontam a este tipo de análises é a sua complexidade devido ao número de variáveis que envolvem e que intervêm na resposta inelástica, não garantindo assim uma exata previsão do comportamento das estruturas. Acompanhando esta constatação é de salientar também a reduzida preparação dos projetistas para a não linearidade no comportamento estrutural [52].

É então igualmente importante procurar realizar outro tipo de análises de forma a poder servir de base para os projetistas. É neste contexto que surgem as análises não lineares estáticas *pushover*, que têm como principal objetivo estimar simultaneamente a capacidade de resistência e de deformação do edifício através de análises de carácter não lineares e estáticas, podendo assim comparar-se com os níveis de desempenho específicos. É importante referir que este método tem em conta a linearidade geométrica e material assim como a redistribuição das forças internas, definindo assim a curva de capacidade estrutural que corresponde à evolução do deslocamento em função do corte basal. Desta forma é possível determinar a deformação dos elementos, as forças internas desenvolvidas, assim como os *drifts* por piso ou globais [53].

As limitações deste tipo de análise estão essencialmente relacionadas com a aproximação do método a forças estáticas, o que restringe a representação do fenómeno dinâmico com grau elevado de precisão, assim como a incapacidade de incluir os efeitos devido à influência dos modos de vibração superiores ou à degradação de rigidez progressiva. A definição de um perfil de carregamento lateral constitui também uma limitação para este método [54].

Um método alternativo que existe como forma de colmatar as limitações intrínsecas às análises estáticas *pushover* é o método de *pushover* adaptativo, onde o carregamento lateral é variável e continuamente atualizado durante todo o processo de análise, em conformidade com a deformada modal e os fatores de participação modal definidos por sua vez, a cada passo, por uma análise modal. Assim esta análise tem em conta a degradação da resistência dos edifícios, e as alterações das forças de inércia devido à amplificação espectral [55].

Neste trabalho serão realizadas análises *pushover* com perfil de carregamento uniforme, triangular e adaptativo e análises dinâmicas.

4.5.2.1 Análises não lineares estáticas *pushover*

Na aplicação de uma análise *pushover* convencional a um edifício existem dois tipos de solicitações possíveis: baseada em deslocamentos ou baseada em forças. Neste trabalho decidiu-se aplicar análises *pushover* uniformes e triangulares baseadas em forças devido ao facto do *pushover* convencional baseado em deslocamentos manter constante durante toda a análise o perfil vetor de deslocamentos, dissimulando assim características importantes da estrutura. As características que são disfarçadas pela abordagem baseada em deslocamentos são por exemplo irregularidades de resistência e mecanismos de *soft-storey*, devido ao facto de que o vetor deslocamento adotado no início da análise não corresponde ao mecanismo de rotura após a cedência [54]. O Eurocódigo 8 no ponto 4.3.3.4.2. prevê a utilização apenas da abordagem da análise *pushover* baseada em forças [14].

Antoniou e Pinho [55] defendem que não é realista manter durante toda a análise *pushover* um deslocamento relativo entre pisos sucessivos constantes (*drift*), pois as deformações em geral tendem a ser igualmente distribuídas no domínio elástico, enquanto na fase após cedência existe tendência das deformações se concentrarem nas rótulas plásticas formadas nos elementos.

As análises *pushover* adaptativas têm uma vantagem em relação às análises tradicionais pois estas consideram a degradação da rigidez da estrutura correspondendo ao aumento do seu período.

4.5.2.2 Análises dinâmicas não lineares

A análise dinâmica não linear é a abordagem mais natural e óbvia na obtenção da resposta estrutural face a uma ação sísmica, no entanto esta exige uma elevada capacidade computacional e disponibilidade de tempo para efetuar cada análise. Este tipo de análise é fundamental para efetuar a validação dos resultados das análises *pushover*.

Capítulo 4

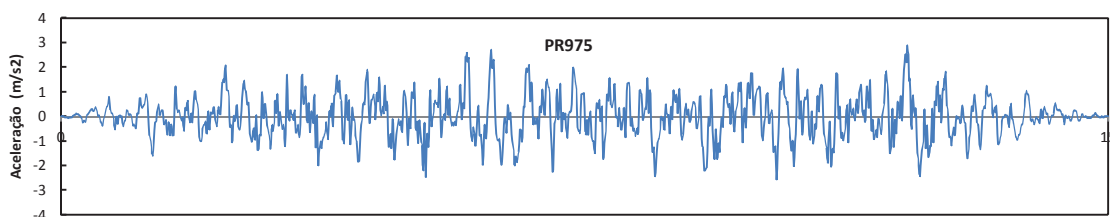
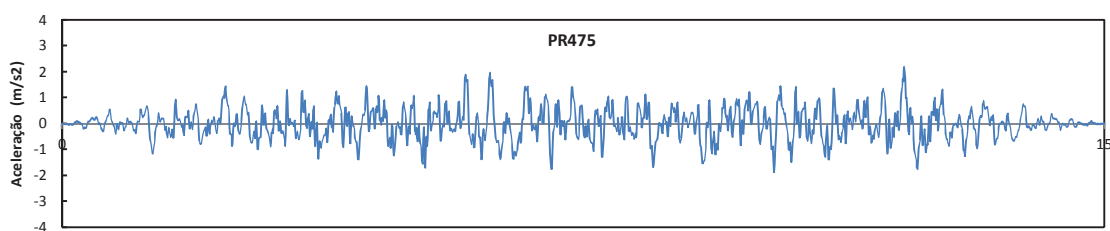
Foram impostos acelerogramas na base dos pilares de cada edifício e foi adotado para este trabalho a ação sísmica que foi utilizada no projeto ICONS, que retrata um cenário de médio-alto risco sísmico na Europa. As séries de tempo das acelerações (15 segundos de duração cada série) foram geradas artificialmente produzindo um conjunto de 10 espectros de resposta uniformes para aumentar os períodos de retorno. O tempo incremental gerado para cada registo é de 0.01 segundo, gerando acelerogramas de 1500 pontos.

Os períodos de retorno considerados e as respectivas acelerações máximas são apresentados na Tabela 2. Na Figura 27 estão ilustrados os registos das ações sísmicas para um período de retorno de 475, 975 e 2000 e na Figura 28 o respetivo espectro elástico de acelerações para um coeficiente de amortecimento de 5%.

O período de retorno de referência ao longo do trabalho é o de 2000 anos pois foi o período sobre o qual se verificou que os edifícios se encontravam em regime não-linear.

Tabela 2 – Períodos de retorno e respetivas acelerações de pico da ação sísmica para um cenário de risco médio alto na Europa.

Período de retorno (anos)	Aceleração máxima (m/s^2)
73	0.889 (0.09g)
100	1.060 (0.11g)
170	1.402 (0.14g)
300	1.796 (0.18g)
475	2.180 (0.22g)
700	2.543 (0.26g)
975	2.884 (0.29g)
1370	3.265 (0.33g)
2000	3.728 (0.38g)
3000	4.273 (0.44g)



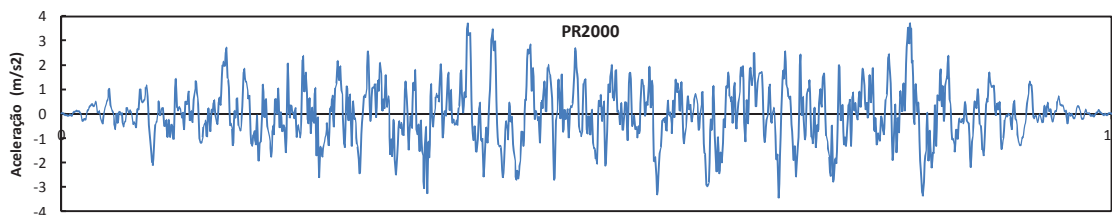


Figura 27 - Espectro da ação sísmica para um período de retorno de 475, 975 e 2000 anos.

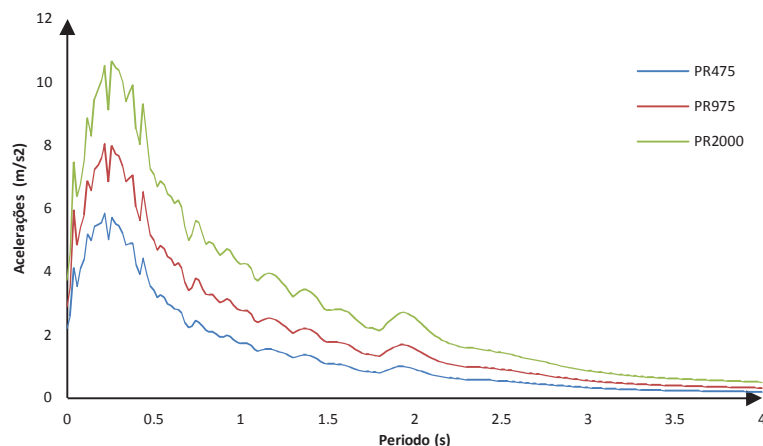


Figura 28 - Espectro de resposta elástica de acelerações para um coeficiente de amortecimento de 5% para um período de retorno de 475, 975 e 2000 anos.

4.6 Modelação numérica

A modelação numérica baseou-se nas características geométricas e materiais de cada elemento estrutural dos diferentes edifícios e na modelação das paredes de alvenaria existentes.

Por forma a calibrar os modelos de cada edifício esta modelação foi complementada com medições de frequências experimentais realizadas no local no caso do edifício Lisboa e no caso do PT8 é complementado com o cálculo efetuado na altura pelo LNEC das suas frequências fundamentais. Assim os valores das frequências fundamentais puderam ser comparados validando assim a modelação numérica realizada.

A modelação numérica dos edifícios foi realizada com o objetivo de reproduzir o expectável comportamento da estrutura face a ações sísmicas, por forma a conceder um maior grau de realismo e fundamento a quaisquer conclusões retiradas do presente trabalho.

Neste ponto é descrito todo o processo de modelação realizado para cada caso de estudo. São apresentados todos os aspetos gerais que abrangem todos os modelos, é detalhado o processo de visita ao local, obtenção de frequências experimentais, aspetos particulares da modelação numérica realizada e respetiva calibração dos modelos.

4.6.1 Modelação dos elementos de betão armado

O programa SeismoStruct utiliza um modelo de fibras tridimensionais baseado em elementos finitos, com elementos de barra planos. A distribuição da inelasticidade ao longo do comprimento dos elementos é modelada através de uma formulação cúbica, permitindo assim uma estimativa precisa da distribuição dos danos. Os esforços das secções dos elementos é obtido integrando a resposta individual uniaxial não linear a cada uma das fibras em que a secção do elemento foi dividida.

Uma das vantagens deste modelo comparativamente com o modelo que admite plasticidade concentradas nas extremidades dos elementos estruturais, passa pela localização das regiões de comportamento inelástico. Uma outra vantagem do modelo de fibras é não ser necessário efetuar qualquer calibração inicial dos parâmetros envolvidos assim como não é necessário definir um comprimento pré-definido onde pode ocorrer plasticidade [52].

Esta modelação introduz na análise estrutural o comportamento histerético de cada um dos materiais que compõem uma secção de betão armado que são representados através das suas leis de comportamento não linear.

A não linearidade material está explicitamente representada nesta formulação através de um modelo de fibras que permite a extensão da inelasticidade não só ao longo do desenvolvimento do elemento mas também pela sua secção transversal e assim como a precisa definição da distribuição do dano estrutural (Figura 29). Desta forma num modelo de fibras todo o elemento é não linear [51].

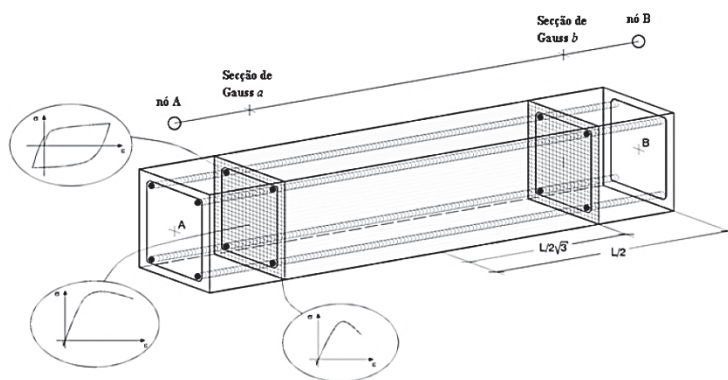


Figura 29 - Representação do modelo de fibras para a distribuição da não linearidade pelo desenvolvimento e secção transversal do elemento (adaptado de [51]).

4.6.3 Lei de comportamento do betão

O programa SeismoStruct tem disponíveis 5 modelos diferentes de comportamento do betão para carregamentos cíclicos: modelo de betão trilinear, modelo não linear Mander,

modelo não linear com confinamento constante Mander , modelo não linear de betão Chang-Mander, modelo de comportamento não linear Madas e Elnashai, modelo de comportamento não linear Kappos e Konstantinidis e modelo de de betão não linear confinado FRP. O modelo selecionado para o presente trabalho foi o modelo de comportamento não linear Mander [56].

4.6.4 Lei de comportamento do aço

O programa Seismostruct tem disponíveis 3 modelos de comportamento do aço: modelo de aço bilinear, modelo de aço de Menegotto-Pinto e modelo de aço de Monti-Nutti. O modelo selecionado para este trabalho foi o modelo de aço Menegotto-Pinto.

4.6.5 Modelação do edifício PT8

Foram modelados os pórticos já apresentados no ponto 4.3 e tal como foi dito estes foram alvo de uma adaptação, em relação ao edifício original, para o presente trabalho. A adaptação consistiu na colocação das paredes de alvenaria ao longo dos vários pisos exceto no rés-do-chão como está ilustrado na Figura 30. As secções transversais e armaduras de pilares e vigas encontram-se no anexo A.

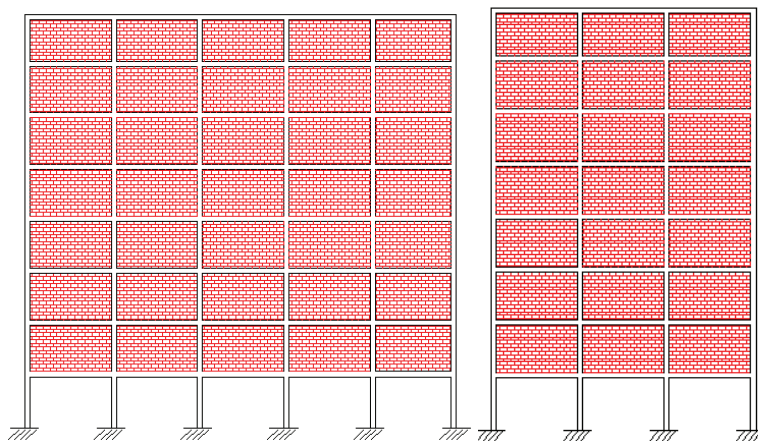


Figura 30 - Disposição das paredes de alvenaria no edifício PT8.

4.6.5.1 Características dos materiais

A estrutura do edifício PT8 é em betão armado sendo que a memória descritiva continha algumas das características dos materiais. O betão é de classe B25 e o aço é de classe A400ER, sendo referido que as restantes características dos dois materiais constavam no capítulo IV do REBAP. As características adotadas para os materiais do edifício PT8 são as indicadas nas Tabelas 3 e 4 [50]:

Tabela 3 - Características do betão - edifício PT8.

Betão B25				
E _c (GPa)	f _{ck} (MPa)	f _{ctm} (MPa)	ε _{cm} (‰)	γ _c (kN/m ³)
29.4	25	2.2	2.5	25

Tabela 4 - Características do aço - edifício PT8.

Aço A400ER				
E _s (GPa)	ε _{sy} (‰)	f _{sy} (MPa)	E _{sh} (MPa)	ε _{sm} (‰)
210	1.9	400	0.58	100

4.6.5.2 Quantificação das ações

Foram assumidas cargas verticais distribuídas nas vigas de forma a simular as ações estáticas, incluindo o peso próprio dos elementos estruturais de betão armado e o valor quase permanente da sobrecarga regulamentar.

O valor da ação permanente constituída pelo peso próprio das lajes, vigas e pilares considerado foi de 25kN/m³. A ação vertical uniformemente distribuída na laje (peso da laje de 15 cm de espessura) é de 3.75 kN/m² e o peso dos revestimentos de 2.50 kN/m². A sobrecarga utilizada corresponde a uma utilização de carácter privado em que a concentração de pessoas é o elemento preponderante e toma o valor de 2kN/m² (ψ₂=0.2) de acordo com o artigo 35.1.1. a) do RSA [13].

A combinação de ações utilizada segundo a memória descritiva é a seguinte:

$$P_{sd} = G + \psi_2 Q \quad (5)$$

P_{sd} – Ação a dimensionar

G – Ações permanentes

Q – Ações variáveis

ψ₂ – Coeficiente de combinação correspondente à ação variável

4.6.5.3 Calibração do edifício PT8

A calibração do modelo numérico foi realizada ainda sem paredes de alvenaria pois os valores calculados das frequências fundamentais no estudo do LNEC não preconizavam a existência de paredes de alvenarias. Determinaram-se as frequências fundamentais do modelo numérico e verificou-se que estes eram muito próximos dos valores do estudo (Tabela 5).

Tabela 5 - Frequências fundamentais analíticas e numéricas- edifício PT8.

Frequências fundamentais (hz) - Edifício PT8		
Direção	Analiticamente	Modelo
Longitudinal	0.89	0.86
Transversal	1.06	1.03

4.6.5.4 Modelação das paredes de alvenaria

De seguida avançou-se para a modelação e colocação das paredes de alvenaria. Todas as paredes de alvenaria foram colocadas por forma a encontrarem-se confinadas pelos elementos estruturais (pilares e vigas).

As paredes de alvenaria foram modeladas numericamente segundo a lei de comportamento não-linear descrita no capítulo 3. No sentido longitudinal as dimensões das paredes de alvenaria têm todas as mesmas dimensões: 2.4x3.7 metros. Na direção transversal as dimensões variavam com o andar em virtude das secções dos pilares de betão armado. As dimensões das paredes maiores e menores são 2.6x4.6m e 2.6 e 4.4m respetivamente.

Os valores adotados para a modelação das paredes de alvenaria do edifício PT8 estão indicados na Tabela 6 enquanto os parâmetros empíricos adotados encontram-se na Tabela 1 no ponto 3.3.1.4.

Tabela 6 - Valores adotados para a modelação das paredes de alvenaria – edifício PT8.

Edifício PT8			
	Parâmetros alvenarias	Direção	
		Longitudinal	Transversal
Dimensões	h x c (m)	[2.4x3.7]	[2.6x4.4][2.6x4.6]
Parâmetros mecânicos	f _{m0} (Mpa)	4	4.95-5
	E _m (Mpa)	4000	4950-5000
	f _t (Mpa)	0.575	0.575
	τ ₀	0.3	0.3
	μ	0.7	0.7
	Tensão máxima da mola (Mpa)	1	1
	ε _m	0.0012	0.0012
	ε _u	0.024	0.024
	ε _{cl}	0.003	0.003
Parâmetros geométricos	Y _{oi}	12%	12%
	X _{oi}	3.8%	6.5%-6.8%
	hz	20%	21%-22%
	Abielas (m ²)	0.198	0.231-0.242
	t _w (m)	0.15	0.15

4.6.6 Modelação do Edifício Lisboa

O edifício Lisboa foi estudado nas suas direcções principais, através de um modelo tridimensional. A modelação foi realizada com base nos projetos, memórias descritivas e numa inspeção realizada ao local para averiguar as propriedades dos materiais, geometria e posição dos elementos estruturais e medir experimentalmente as frequências próprias do edifício.

4.6.6.1 Características dos materiais

A estrutura do edifício Lisboa é em betão armado e as características dos seus materiais estavam contidas na memória descritiva. O betão é de classe B225 equivalente a um betão B25 que por sua vez corresponde a um betão C20/25. Na memória descritiva não existia nenhuma informação relativamente ao aço pelo que se adotou um aço de classe A40N que corresponde a um aço A400, valor adotado por Rodrigues [26] na sua modelação. As restantes características dos dois materiais constavam no capítulo IV do REBAP. As características adotadas para os materiais do edifício Lisboa estão indicadas nas tabelas 7 e 8.

Tabela 7 - Características do betão - edifício Lisboa

Betão B225 (Equivalente a C20/25)				
E_c (GPa)	f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	ε_{cm} (‰)	γ_c (kN/m ³)
29	20	2.2	2.5	25

Tabela 8 - Características do aço - edifício Lisboa.

Aço A40N (Equivalente a A400)				
E_s (GPa)	ε_{sy} (‰)	f_{sy} (MPa)	E_{sh} (MPa)	ε_{sm} (‰)
210	1.9	400	0.58	100

4.6.6.2 Quantificação das ações

Na sua modelação numérica foram assumidas cargas verticais distribuídas nas vigas: peso próprio dos elementos estruturais de betão armado, revestimentos, acabamentos e o valor quase permanente da sobrecarga regulamentar ($\psi_2=0.2$).

Na inspeção realizada ao local avaliaram-se as cargas em causa e considerou-se um valor de 5.5 kN/m² para as cargas permanentes e 2.0 kN/m² para a sobrecarga regulamentar. Através da equação 5 determinou-se uma carga total distribuída de 6 kN/m² [26].

4.6.6.3 Modelação das paredes de alvenaria

As paredes de alvenaria foram colocadas conforme estão ilustradas nas Figuras 31 e 32.

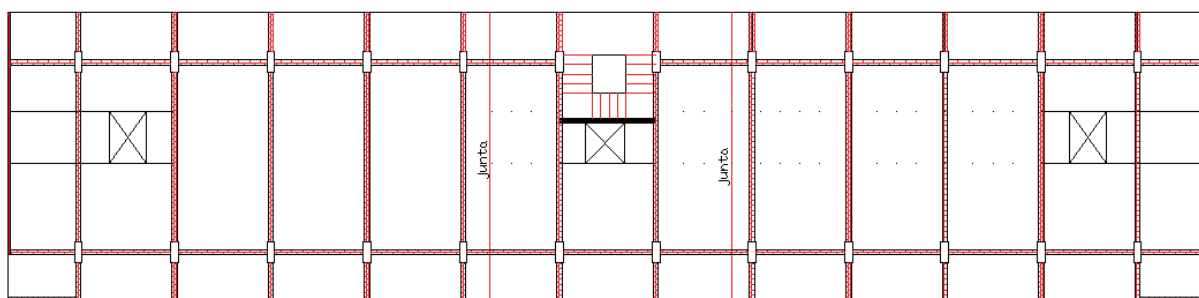


Figura 31 - Distribuição das paredes de alvenaria nos pisos inferiores (1º, 3º, 5º e 7º) - Edifício Lisboa.

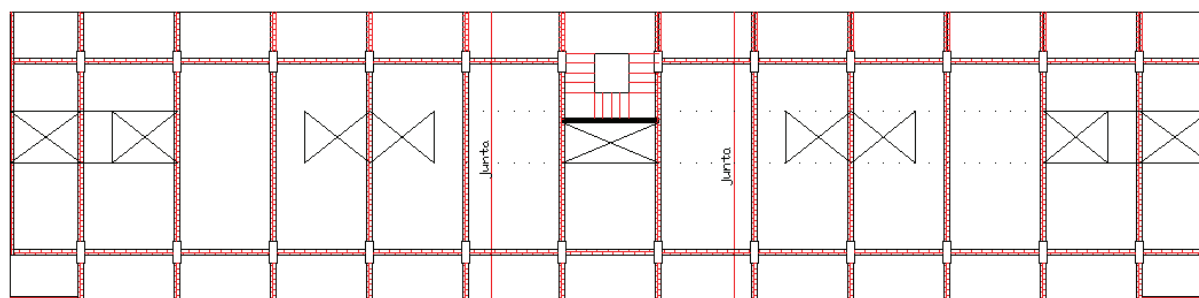


Figura 32 - Distribuição das paredes de alvenaria nos pisos superiores (2º, 4º, 6º e 8º) - Edifício Lisboa.

No sentido longitudinal as maiores e menores dimensões das paredes de alvenaria são as seguintes: 2.6x3.5 metros e 2.6x2.5 metros, respetivamente altura e comprimento. No sentido transversal a maior e menor dimensão das paredes de alvenaria são: 2.6x1.55 metros e 2.6x8.8 metros. Foi adotado para as paredes de alvenaria a lei de comportamento não-linear descrita no capítulo 3.

Os valores adotados para a modelação das paredes de alvenaria do edifício Lisboa estão indicados na Tabela 9 enquanto os parâmetros empíricos adotados encontram-se na Tabela 1 no ponto 3.3.1.4.

Tabela 9 - Valores adotados para a modelação das paredes de alvenaria – edifício Lisboa.

	Edifício Lisboa		
	Parâmetros alvenarias	Direção	
		Longitudinal	Transversal
Dimensões	h x c (m)	[2.6x2.5] [2.6x3.5]	[2.6x1.55][2.6x8.8]
Parâmetros mecânicos	f _{m0} (Mpa)	3.3-4.2	2.0-7.0
	E _m (Mpa)	3300-4200	2200-7000
	f _t (Mpa)	0.575	0.575
	τ ₀	0.3	0.3
	μ	0.7	0.7
	Tensão máxima da mola (Mpa)	1	1
	ε _m	0.0012	0.0012
	ε _u	0.024	0.024
	ε _{cl}	0.003	0.003
Parâmetros geométricos	Y _{oi}	11.5%	11.5%
	X _{oi}	4%-5.2%	2.4%-7.2%
	h _z	16%-21%	13%-26%
	A _{bielas} (m ²)	0.161-0.213	0.121-0.293
	t _w (m)	0.15	0.15

4.6.6.4 Calibração do edifício Lisboa

Após a modelação do edifício determinaram-se as frequências fundamentais do edifício Lisboa e compararam--se com as frequências medidas no local (Tabela 10)[26].

Tabela 10 - Frequências próprias medidas experimentalmente no local e do modelo numérico do edifício Lisboa.

Edifício Lisboa		
Frequências fundamentais (hz)		
Direção	Experimental	Modelo
Longitudinal	1.08	0.97
Transversal	1.75	1.76

Os resultados da Tabela 10 permitem afirmar que existe uma boa aproximação dos valores das frequências fundamentais registadas no local e os valores obtidos do modelo numérico validando assim a modelação realizada.

4.6 Conclusão

Neste capítulo foram apresentados os edifícios em estudo neste trabalho. Um foi alvo de um estudo por parte do LNEC no âmbito do dimensionamento sísmico e outro é um edifício existente em Lisboa. Ambos possuem o tipo de requisitos necessários para o presente trabalho: rés-do-chão vazado.

Foram adotadas as leis de comportamento de Mander para o betão e de Menegotto-Pinto para o aço na modelação da estrutura de betão armado de ambos os edifícios. Na modelação das paredes de alvenaria foi adotado o modelo de comportamento da dupla biela equivalente proposto por Crisafuli e com os valores necessários para a sua modelação propostos por Smyrou.

A calibração dos edifícios foi feita através das suas frequências fundamentais.

Capítulo 5

Avaliação da vulnerabilidade sísmica

5.1 Introdução

Uma avaliação correta da vulnerabilidade sísmica de um edifício permite que se verifique a necessidade de um possível reforço a nível global ou a nível local (elemento) em particular, e as zonas de maior necessidade de intervenção. Este estudo pode ser fundamental para que no futuro quando sujeitos a ações sísmicas as consequências sejam significativamente menos gravosas, e principalmente resulte numa maior proteção para os utilizadores do edifício e das zonas circundantes.

De forma a avaliar a vulnerabilidade sísmica é importante estudar os edifícios já existentes, verificar o seu comportamento face a uma ação sísmica esperada. Este processo é moroso, o que associado a uma ausência de legislação que o torne obrigatório resulta num preocupante desconhecimento das consequências que um sismo de média/alta intensidade poderia acarretar.

Ao longo deste capítulo é avaliada a vulnerabilidade sísmica dos casos de estudo apresentados no capítulo 4. Serão descritos os parâmetros avaliados e comparados com objetivos de desempenho defendidos por normas internacionais.

No final do capítulo procurou-se extrair conclusões relativas a cada um dos edifícios analisando-se pormenorizadamente os diferentes resultados obtidos e a sua interligação por forma a avaliar corretamente a sua vulnerabilidade e as zonas do edifício onde se devem realizar as intervenções de reforço.

5.2 Parâmetros avaliados

A avaliação da vulnerabilidade sísmica dos casos de estudo será realizada através de dois tipos de análises: análises *pushover* e análises dinâmicas. As análises *pushover* e dinâmicas no seu conjunto fornecem informação em quantidade e qualidade suficiente para avaliar o efeito de uma ação sísmica no edifício.

Serão determinadas as frequências fundamentais e os modos de vibração. Esta avaliação permitirá verificar de que modo é que a presença das paredes de alvenaria modificou as características dinâmicas dos edifícios.

Serão apresentados os resultados das análises *pushover* (triangular, adaptativo e uniforme) a cada um dos casos de estudo com e sem paredes de alvenaria. No edifício Lisboa o *pushover* adaptativo não foi possível ser realizado pelo que não serão apresentados os seus resultados.

Na sequência deste tipo de análises serão avaliados os seguintes parâmetros:

- Curvas de capacidade: é a relação entre força de corte na base e o deslocamento de topo na estrutura [52]. Na sequência da evolução das forças de corte em função do deslocamento pode ser determinada a rigidez inicial da estrutura. A rigidez inicial da estrutura corresponde ao declive inicial da curva de capacidade. Das curvas de capacidade será retirado também o valor do corte basal máximo atingido ao longo da análise. Segundo o anexo B do Eurocódigo 8 [14] será determinado também o deslocamento de cedência d_y^* ;
- Deformada: os deslocamentos de cada piso traduzem o desvio de cada piso da estrutura em relação à sua posição estacionária. Serão apresentados perfis de deslocamento que correspondem à envolvente dos deslocamentos máximos verificados para cada piso;
- Deslocamento relativo entre pisos ou *drift*: corresponde à diferença de deslocamento entre pisos adjacentes e dividida pela altura entre estes. O *drift* é apresentado sob forma de percentagem;
- Frequência vs Deslocamento: as análises *pushover* adaptativas fornecem, entre outras informações, a evolução das frequências de uma estrutura ao longo de uma análise. Assim será apresentada a variação da frequência em função do deslocamento da estrutura;

Serão realizadas análises dinâmicas a cada caso de estudo unicamente com paredes de alvenaria para os períodos de retorno definidos no ponto 4.5.2.2. O período de retorno

utilizado como período de referência será o de 2000 anos. Na sequência destas análises serão avaliados os seguintes parâmetros:

- Perfil de deslocamentos máximos para cada período de retorno;
- Evolução do *drift* máximo do piso mais vulnerável em função do período de retorno;
- Evolução do corte basal máximo, do deslocamento de topo máximo e da energia dissipada total em função do período de retorno;

5.3 Objetivos de desempenho

A avaliação da resposta global de uma estrutura face a uma dada ação sísmica engloba diversos parâmetros, quer sejam de controlo das características dos materiais, dos elementos quer em termos de controlo da estrutura no geral. Normalmente esta avaliação é feita estabelecendo um conjunto de relações entre limites pré-definidos e características para um dado nível de ação sísmica.

Na tentativa de introduzir nas novas regulamentações um maior número de conceitos relacionados com o controlo do desempenho das estruturas foi elaborado pela Associação de Engenheiros de Estruturas da Califórnia (SEAOC). Em 1995, o documento VISION 2000. Neste documento surge uma tabela de correspondência entre níveis de desempenho divididos entre Totalmente Operacional, Operacional, Salvaguarda de Vidas e Prevenção ao Colapso, e intensidades de ações sísmicas, resumidas em categorias: Sismo Freqüente, Sismo Ocasional, Sismo Raro e Sismo Muito Raro.

Outros documentos internacionais tais como ATC 40, FEMA 273, FEMA 274 e FEMA 356 são também guias orientadores da exigência de desempenho de estruturas face a ações sísmicas [57]. Estes documentos especificam o *drift* limite face a uma dada ação sísmica associada a cada nível de desempenho, que de acordo com as propostas de VISION 2000 e FEMA 356 [58] estão definidos na Tabela 11.

Tabela 11 - Limites de drift definidos pelas normas internacionais VISION 2000 e FEMA 356 (adaptado de[57]).

Drifts Limite	Níveis de desempenho			
	Fema 356			
	Ocupação imediata	Controlo de dano	Salvaguarda de vidas	Estabilidade estrutural
	1%	1-2%	1-2%	4%
	Vision 2000			
	Totalmente Operacional	Operacional	Salvaguarda de vidas	Prevenção de colapso
	0.2%	0.5%	1.5%	2.5%

5.4 Edifício PT8

5.4.1 Frequências e modos de vibração

A presença das paredes de alvenaria aumentou as frequências fundamentais do edifício PT8 (Tabela 12) que são 2 a 3 vezes superior ao valor verificado sem paredes de alvenaria em ambas direções. Pode-se observar igualmente pela diferença nos modos de vibração do edifício (Figura 33) que a presença das paredes de alvenaria modificou as suas características dinâmicas. Nos modelos sem paredes de alvenaria o modo de vibração indica um deslocamento relativamente constante entre todos os pisos, enquanto nos modelos com paredes de alvenaria verifica-se que o deslocamento encontra-se concentrado no piso 1.

Tabela 12 - Frequências fundamentais com e sem paredes de alvenaria – Edifício PT8.

Edifício PT8			
Frequências fundamentais (hz)			Rácio com/sem alvenaria
Direção	Sem alvenarias	R/C vazado	
Longitudinal	0.86	1.87	2.17
Transversal	1.03	2.74	2.66

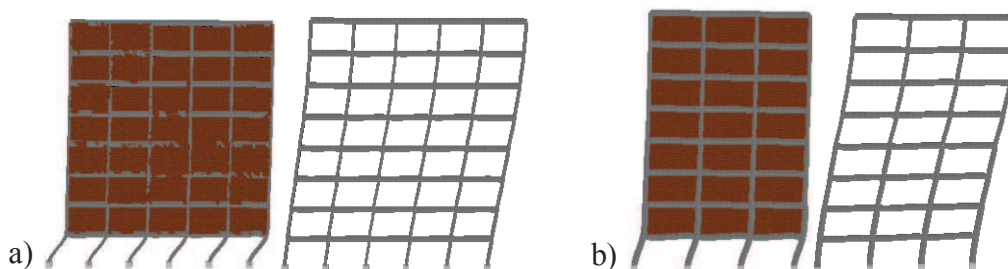


Figura 33 - Modos de vibração com e sem paredes de alvenaria: a) direção longitudinal b) direção transversal - Edifício PT8.

5.4.2 Análises *pushover*

As curvas de capacidade resultantes das análises *pushover* (Figura 34) mostram que a presença das paredes de alvenaria conferiu à estrutura maior rigidez e uma menor ductilidade. Essa menor ductilidade devido às paredes de alvenaria reduziu o valor do deslocamento de cedência até cerca de 15% do valor verificado sem alvenaria. A presença das paredes de alvenaria aumentou a rigidez inicial 6 e 10 vezes e o corte basal máximo das curvas de capacidade entre 1 e 1.6 vezes o valor verificado no modelo sem paredes de alvenaria na direção longitudinal e transversal respetivamente (Tabela 13).

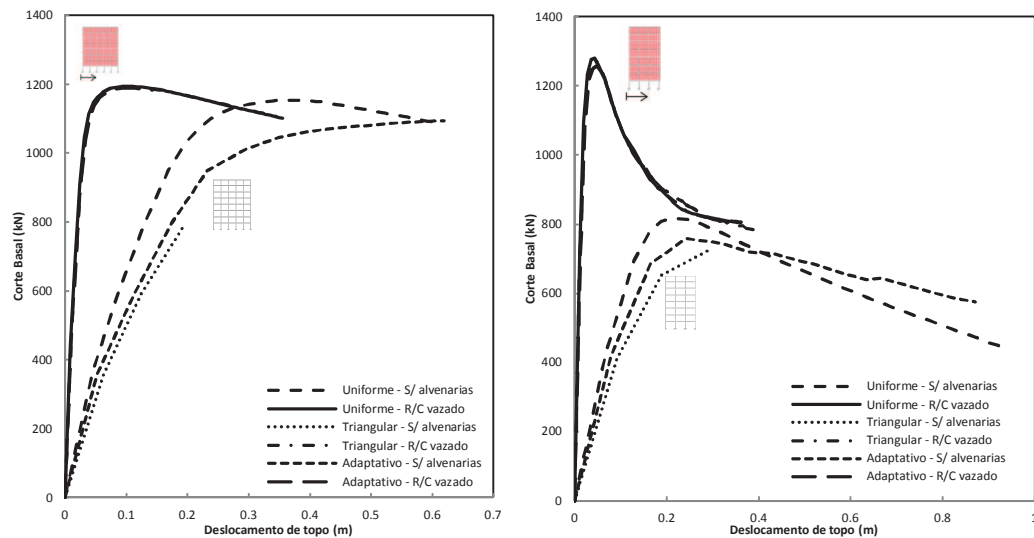


Figura 34 - Curvas de capacidade com e sem paredes de alvenaria – PT8.

Tabela 13 - Valores do rácio da rigidez inicial e do corte basal máximo com e sem paredes de alvenaria – Edifício PT8.

PT8			
Direção	Rácio com paredes alvenaria/sem alvenaria		
	Rigidez inicial	Corte basal máximo	Deslocamento de cedência d_y^*
Longitudinal	6.24	1.03	0.17
Transversal	9.52	1.57	0.15

Estes resultados vêm ao encontro de trabalhos anteriores que afirmam que a presença das paredes de alvenaria aumenta consideravelmente a rigidez dos edifícios e a torna menos dúctil [24] e [20].

Os perfis de deslocamentos e de *drift* resultantes das análises *pushover*, ilustrados nas Figuras 35 e 36, confirmam a ocorrência do mecanismo de *soft-storey* nos modelos com paredes de alvenaria. Nestes modelos o piso mais vulnerável é o piso 1 concentrando-se todo o deslocamento nesse piso originando um *drift* elevado, sendo os restantes muito inferiores.

Nos modelos sem paredes de alvenaria o deslocamento de cada piso e respetivo *drift* são distribuídos em altura. Sem paredes de alvenaria os pisos mais condicionantes são o piso 3 e 5 na direção longitudinal e o piso 5 na direção transversal devido à irregularidade dos elementos estruturais em altura (mudanças de secção dos pilares).

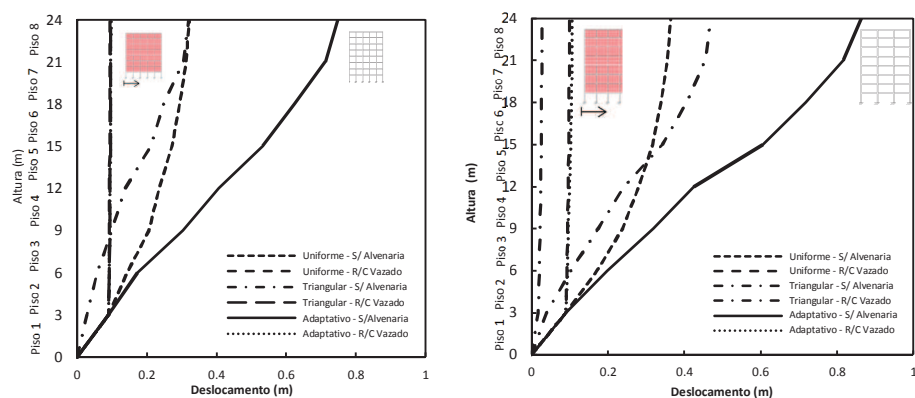


Figura 35 - Perfis de deslocamento com e sem paredes de alvenaria – edifício PT8.

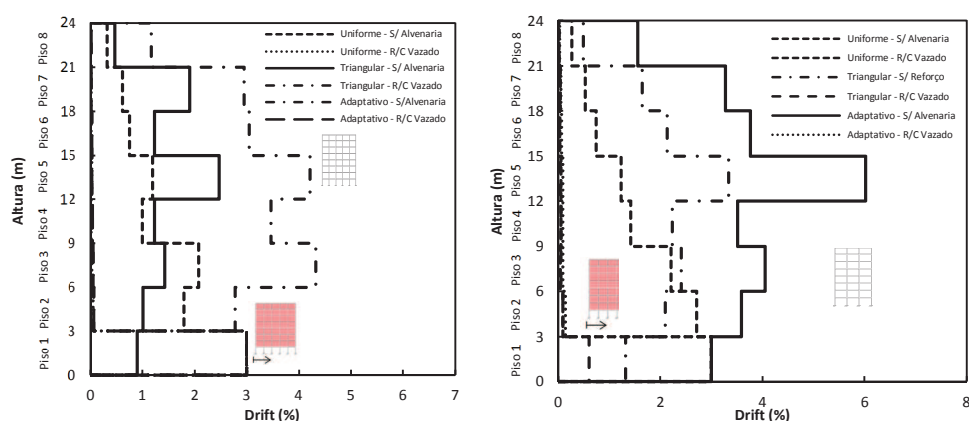


Figura 36 - Perfis de deslocamento e de drift do edifício PT8 com e sem paredes de alvenaria.

Foi realizado para o edifício PT8 uma análise da evolução da frequência do edifício em função do deslocamento de topo. O *pushover* adaptativo permitiu que as frequências do edifício ao longo da análise fossem determinadas e desta forma se efetuasse a comparação entre o edifício PT8 com e sem paredes de alvenaria (Figura 37). As frequências do modelo com paredes de alvenaria vão diminuindo ao longo da análise aproximando-se assim da frequência do edifício sem paredes de alvenaria que sofre uma ligeira redução.

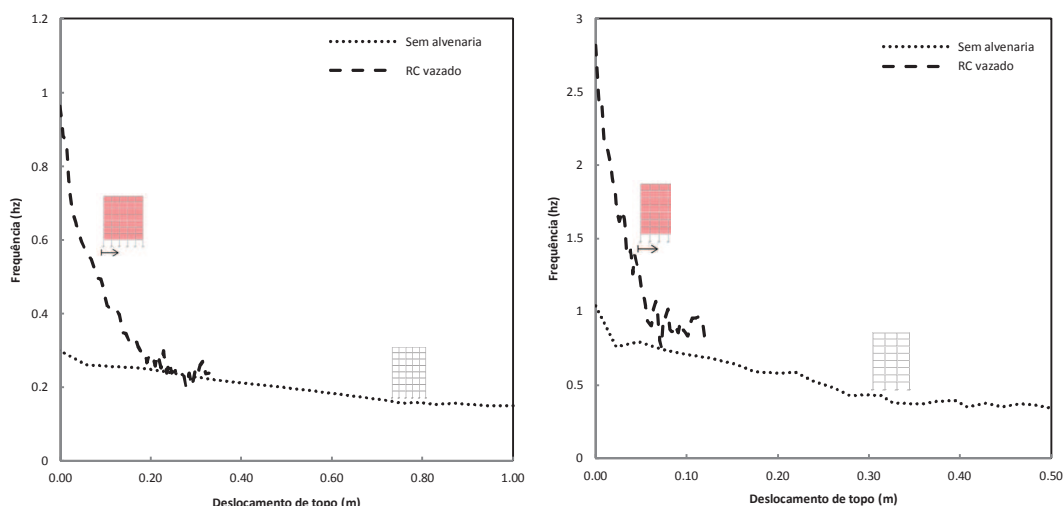


Figura 37 - Frequência vs deslocamento de topo - Edifício PT8.

5.4.3 Análises dinâmicas

As análises dinâmicas confirmaram que o piso vazado tornou o edifício PT8 mais vulnerável e que o piso condicionante é o piso 1 conforme se pode observar no perfil de *drifts* relativos ao período de retorno de 2000 anos (Figura 38 - a). A direção mais vulnerável é a longitudinal pois é a direção onde ocorrem maiores valores de *drift* máximo do piso 1, nomeadamente uma a duas vezes superior ao valor verificado na direção transversal. O *drift* máximo do piso 1 na direção longitudinal encontra-se próximo dos valores limite definidos pelas normas internacionais ultrapassando mesmo o valor limite para o período de retorno de 2000 anos (Figura 38 – b). O deslocamento máximo é na direção longitudinal cerca de uma a duas vezes superior ao valor verificado na direção transversal (Figura 39- a). O corte basal máximo na direção longitudinal varia entre 80% e 96% do valor verificado na direção transversal (figura 39 - b). A direção em que existe maior dissipação de energia é a direção longitudinal a partir do período de retorno de 1370 anos. Até ao período de retorno de 1370 anos existe maior dissipação de energia na direção transversal (Figura 40).

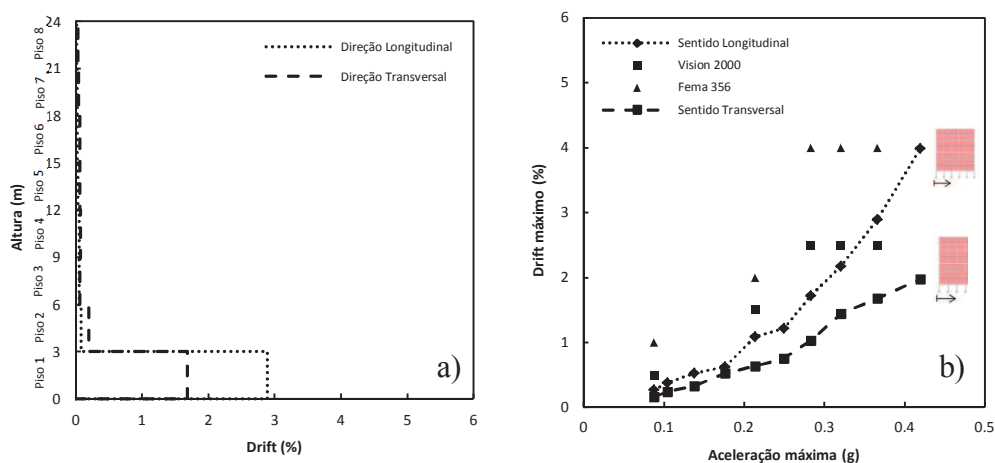


Figura 38 – a) Perfil de *drifts* máximos para o período de retorno de 2000 anos b) Evolução do drift máximo do piso 1 – Edifício PT8.

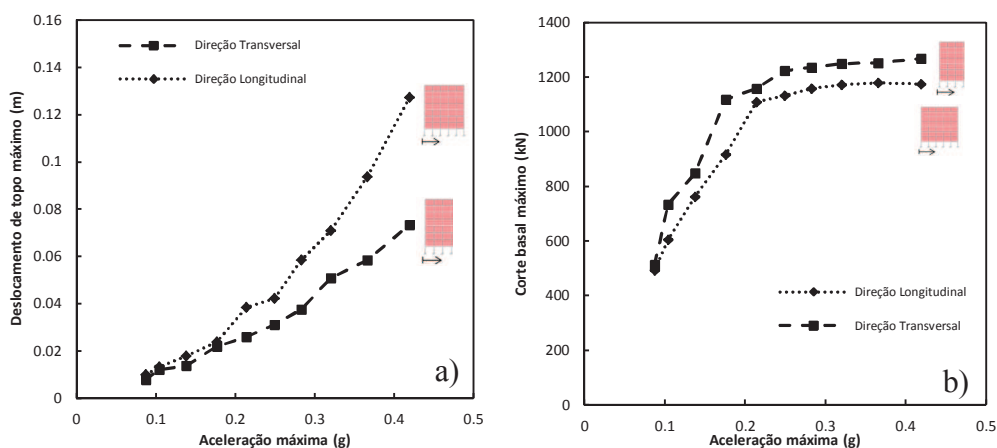


Figura 39 – a) Deslocamento de topo máximo b) corte basal máximo – Edifício PT8.

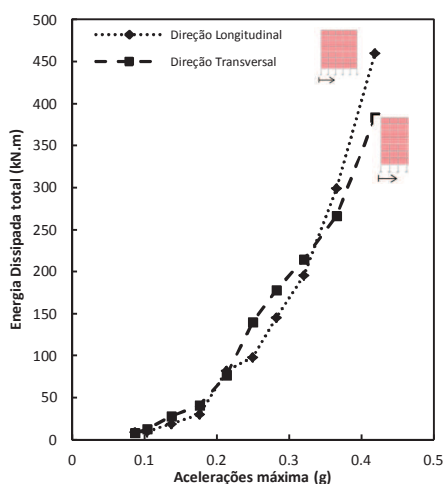


Figura 40 - Energia dissipada total – Edifício PT8.

Na Tabela 14 encontram-se os valores relativos aos rácios entre direção longitudinal e direção transversal para os valores do *drift* máximo do piso 1, do deslocamento de topo

máximo, do corte basal máximo e da energia dissipada total relativa ao período de retorno de referência.

Tabela 14 - Rácio entre direção longitudinal e transversal – Edifício PT8.

Edifício PT8			
Rácio Direção longitudinal/Direção transversal			
Drift máximo Piso 1	Deslocamento de topo máximo	Corte basal máximo	Energia dissipada total
1.72	1.60	0.94	1.12

5.5 Edifício Lisboa

5.5.1 Frequências e modos de vibração

As frequências fundamentais com a presença das paredes de alvenaria são 2 a 4 vezes superiores aos valores verificados sem as paredes de alvenaria (Tabela 15). Os modos de vibração do edifício (Figura 41) têm uma configuração diferente com e sem a presença das paredes de alvenaria. Pode-se verificar que nos modelos sem paredes de alvenaria o modo de vibração indica um deslocamento relativamente constante entre todos os pisos, enquanto nos modelos com paredes de alvenaria se verifica que o deslocamento encontra-se concentrado no piso 1.

Tabela 15 - Frequências fundamentais do edifício Lisboa com e sem paredes de alvenaria.

Frequências Fundamentais (hz) - Edifício Lisboa			Rácio com/sem alvenaria
Direção	Sem alvenarias	R/C Vazado	
Longitudinal	0.3	0.97	3.23
Transversal	0.64	1.76	2.75

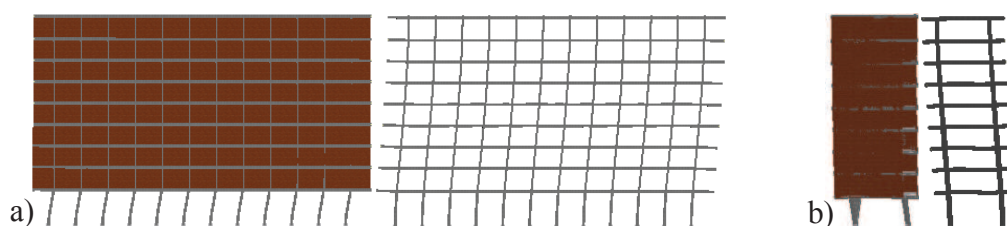


Figura 41 - Modos de vibração com e sem paredes de alvenaria - Edifício Lisboa.

5.5.2 Análises *pushover*

As curvas de capacidade resultantes das análises *pushover* estão ilustradas na Figura 42 onde se pode ver que as paredes de alvenaria conferem um aumento substancial da rigidez inicial e um ligeiro aumento da capacidade resistente do edifício. A ductilidade do edifício

com a presença das paredes de alvenaria é reduzida consideravelmente. A direção com maior capacidade resistente é a direção transversal.

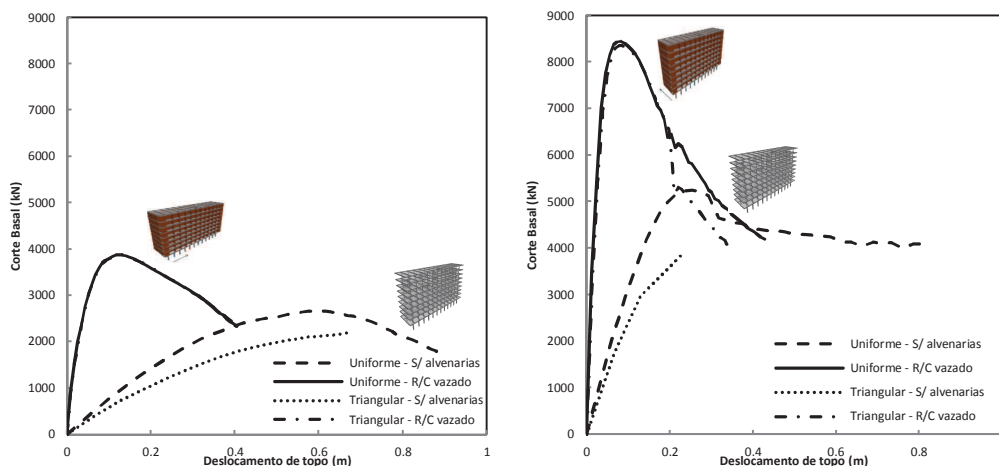


Figura 42 - Curvas de capacidade do edifício Lisboa sem e com paredes de alvenaria.

A Tabela 16 contém os valores relativos ao rácio entre o edifício Lisboa com e sem paredes de alvenaria a nível da rigidez inicial, corte basal máximo e do deslocamento de cedência verificados nas curvas de capacidade resultantes das análises pushover.

Tabela 16 - Valores do rácio da rigidez inicial e do corte basal máximo com e sem paredes de alvenaria – Edifício Lisboa

Edifício Lisboa			
Direção	Rácio com paredes alvenaria/sem alvenaria		
	Rigidez inicial	Corte basal máximo	Deslocamento de cedência d_y^*
Longitudinal	9.45	1.45	0.15
Transversal	6.33	1.61	0.43

Os perfis de deslocamento e *drifts* (Figura 43 e 44) resultantes das análises *pushover* mostram uma clara diferença da resposta estrutural com e sem a presença das paredes de alvenaria. O piso vazado é claramente o piso vulnerável do edifício onde o deslocamento tende a concentrar-se todo.

No modelo sem paredes de alvenaria verifica-se que o piso mais vulnerável na direção longitudinal é o piso 1, 2 e 7 e na direção transversal é o piso 3 e 8.

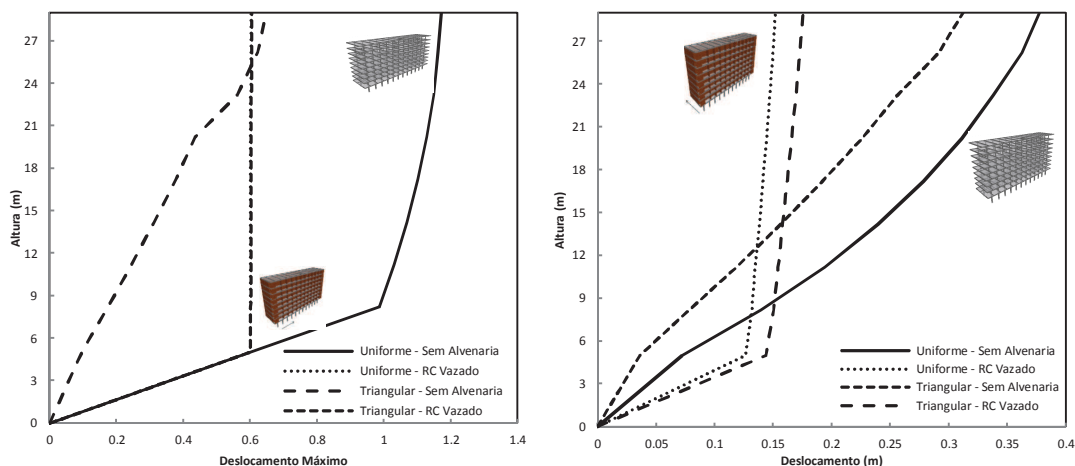


Figura 43 - Perfil de deslocamento com e sem paredes de alvenaria – Edifício Lisboa.

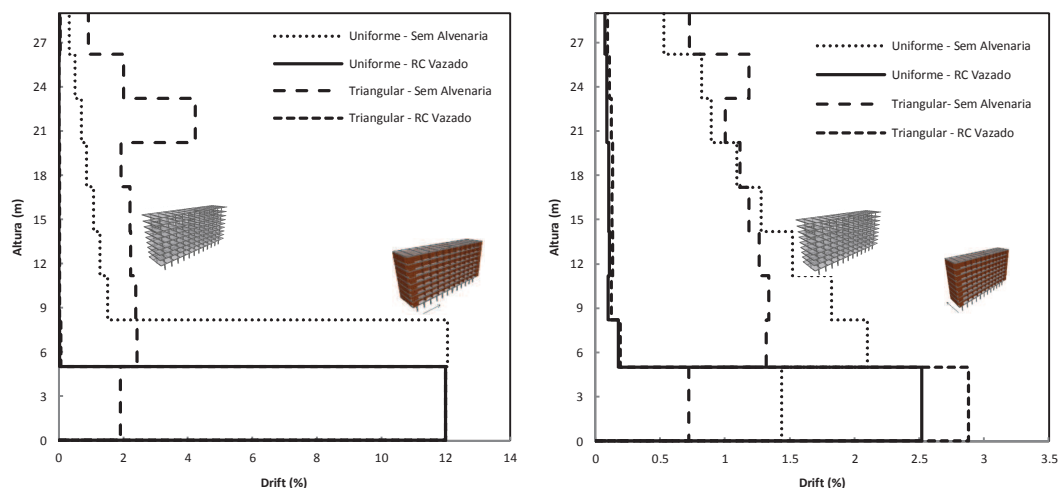


Figura 44 - Perfil de *drift* com e sem paredes de alvenaria - Edifício Lisboa.

5.5.3 Análises dinâmicas

As análises dinâmicas confirmaram que a ausência de paredes de alvenaria no rés-do-chão o tornou mais vulnerável, concentrando-se toda a deformação ao nível do piso 1. O perfil de *drifts* máximos para o período de retorno de 2000 anos ilustra esse mecanismo nas duas direções do edifício Lisboa (Figura 45-a). Através do gráfico relativo à evolução do *drift* máximo do piso 1 (Figura 45 – b) verifica-se que a direção mais vulnerável é a longitudinal com os seus valores muito próximo dos limites, ultrapassando mesmo o valor limite para o período de retorno de 2000 anos. O *drift* máximo do piso 1 na direção longitudinal é 2 a 3 vezes superior ao valor registado na direção transversal. O deslocamento de topo máximo (figura 46 – a) na direção longitudinal é superior ao seu valor na direção transversal.

Por sua vez verifica-se que o corte basal máximo (Figura 46 – b) é superior na direção transversal com o seu valor a ser duas vezes superior ao valor verificado na direção longitudinal. Verificou-se por fim que a direção transversal possui maior capacidade de dissipação de energia (Figura 47) do que a direção transversal.

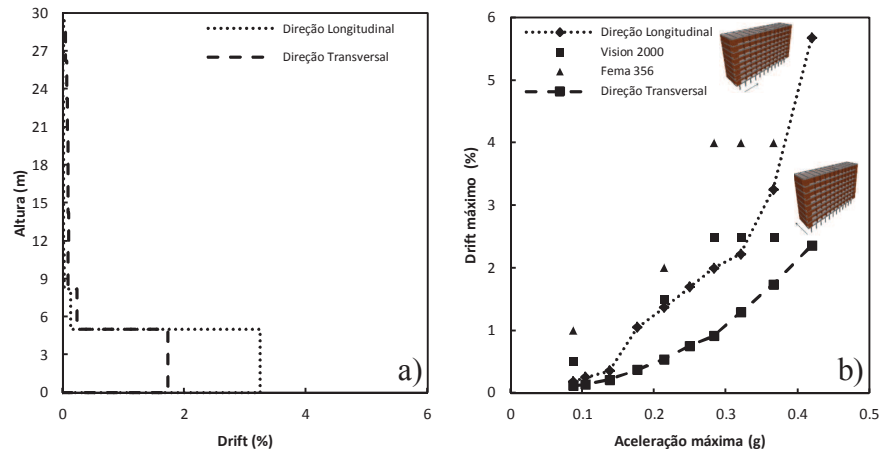


Figura 45 – a) Perfil de *drifts* para o período de retorno de 2000 anos – Edifício Lisboa b) Evolução do drift máximo do piso 1 – Edifício Lisboa.

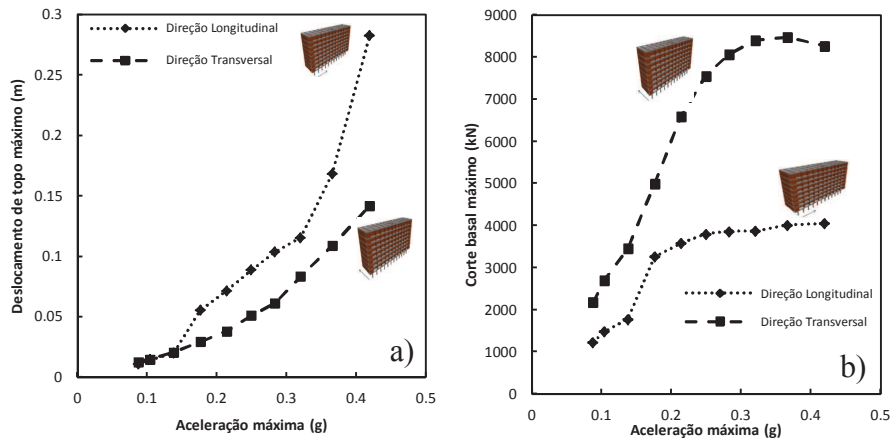


Figura 46 – a) Deslocamento de topo máximo - Edifício Lisboa b) corte basal máximo – Edifício Lisboa.

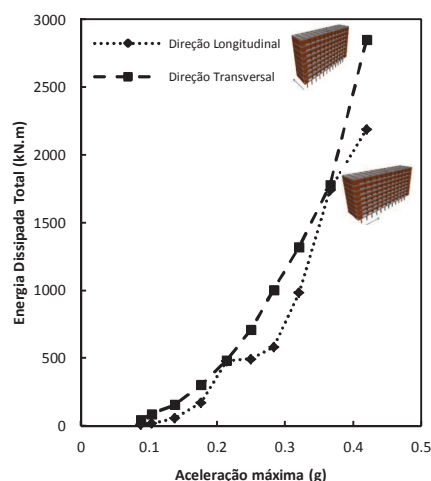


Figura 47 - Energia dissipada total - Edifício Lisboa.

Na Tabela 17 encontram-se os valores relativos ao rácio entre direção longitudinal e direção transversal para os valores do *drift* máximo do piso 1, do deslocamento de topo máximo, do corte basal máximo e da energia dissipada total relativa ao período de retorno de referência.

Tabela 17 - Rácio entre direção longitudinal e transversal – Edifício Lisboa.

Edifício Lisboa			
Rácio Direção longitudinal/Direção transversal			
Drift máximo Piso 1	Deslocamento de topo máximo	Corte basal máximo	Energia dissipada total
1.88	1.55	0.47	0.98

5.6 Conclusão

Na sequência das análises realizadas ao edifício PT8 e edifício Lisboa observou-se que em ambos ocorre o mecanismo de *soft-storey*, resultante da ausência de paredes de alvenaria no rés-do-chão. Esta irregularidade dos elementos não estruturais introduziu nos edifícios uma fragilidade ao nível do primeiro piso.

As frequências fundamentais dos edifícios com a presença das paredes de alvenarias são 2 a 4 vezes superiores aos valores verificados sem paredes de alvenaria.

As análises *pushover* permitiram antever a resposta dos edifícios face a uma ação sísmica. Estas confirmaram que foi introduzida nos edifícios um aumento de rigidez considerável através das paredes de alvenaria e ao mesmo tempo uma diminuição da ductilidade.

Sem a presença das paredes de alvenarias os deslocamentos são distribuídos por todos os pisos sendo os mais vulneráveis originados por irregularidades nas secções dos pilares enquanto nos modelos com paredes de alvenaria o deslocamento se concentra todo no piso 1, ocorrendo o mecanismo de *soft-storey*.

Foi estudada a forma como as frequências do edifício PT8 com e sem paredes de alvenaria evoluíam ao longo de uma análise *pushover* verificando-se que as frequências do edifício com paredes de alvenaria diminuíam até próximo da frequência sem paredes de alvenaria.

As análises dinâmicas permitem concluir que a direção mais vulnerável de ambos os edifícios face à ocorrência de um sismo é a direção longitudinal como se pode comprovar através dos valores do *drift* máximo do piso 1. O *drift* máximo nessa direção encontra-se muito próximo dos limites definidos pelas normas internacionais ou ultrapassa mesmo em alguns períodos de retorno como foi explicado.

Em ambos os edifícios o deslocamento de topo máximo é superior na direção longitudinal enquanto o corte basal máximo é superior na direção transversal. A direção com maior capacidade de dissipação de energia é maioritariamente a transversal, sendo a longitudinal em alguns períodos de retorno isolados.

Pode-se concluir que é fundamental o reforço de ambos edifício no rés-do-chão por forma a corrigir/eliminar o mecanismo de *soft-storey*, sendo a direção longitudinal a direção com mais necessidade de reforço estrutural.

Capítulo 6

Avaliação de soluções de reforço

6.1 Introdução

A definição da técnica de reforço sísmico a utilizar e o tipo de intervenção é um processo bastante complexo, pois existem diferentes fatores que condicionam este processo. Questões socioeconómicas devem ser levantadas e o binómio custo-importância da estrutura deve ser sempre muito bem avaliado especialmente quando se tratam de edifícios de especial interesse nacional (seja de interesse cultural, histórico, segurança, etc). A duração do trabalho/interrupção da utilização ou condicionamento são fatores que devem ser tidos em conta assim como a funcionalidade e compatibilidade estética e arquitetónica da intervenção com o projeto inicial deve ser avaliado [59].

Algumas das estratégias mais comuns são a restrição ou modificação da utilização de um edifício, demolição parcial ou redução da carga, transformação de elementos não estruturais em elementos estruturais e por fim a reforço estrutural a nível global ou a nível dos elementos estruturais.

A estratégia de reforço a adotar para um edifício deve ser desenvolvida com base em resultados de uma avaliação da vulnerabilidade sísmica estrutural rigorosa [17]. As estratégias de reforço sísmico das estruturas podem ser classificadas em dois grandes grupos:

- Reabilitação e/ou melhoramento do sistema estrutural global;
- Reabilitação ou reforço do sistema local ou dos elementos estruturais.

A estratégia a adotar depende do resultado da análise realizada à estrutura sendo que a estratégia de reforço local é adequada se a maioria dos elementos não forem muito frágeis e

tiverem um bom comportamento face a solicitações sísmicas na estrutura reabilitada. No caso das estruturas em que muitos dos seus elementos possuam um deficiente comportamento face às ações sísmicas dificilmente as estratégias de reforço local será suficiente por forma a garantir uma boa resposta estrutural.

Na maioria dos casos a melhor solução de melhoramento do comportamento sísmico das estruturas passa pela combinação de soluções pertencentes a estas duas famílias de estratégias [60].

Os resultados das análises não lineares estáticas e dinâmicas permitiram a avaliação rigorosa da vulnerabilidade sísmica dos edifícios em estudo e demonstraram que existe uma urgente necessidade de soluções de reforço estrutural com o objetivo de corrigir/eliminar o mecanismo de *soft-storey* verificado.

No início do capítulo serão apresentadas as técnicas de reforço adotadas no presente trabalho e justificadas as opções tomadas para cada técnica e de que forma é que estas alteraram as características dos edifícios

Seguidamente é apresentada uma avaliação global da eficiência das técnicas de reforço no melhoramento do comportamento dos edifícios face a uma ação sísmica esperada. Para avaliar de forma global as várias soluções adotadas serão analisados os seguintes parâmetros:

- Frequências fundamentais;
- Curvas de capacidade resultantes das análises *pushover* uniformes (este tipo de *pushover* foi o selecionado dado que não existiam resultados dos *pushover* adaptativos para o edifício Lisboa. A opção pelo *pushover* com perfil de carregamento uniforme em detrimento do triangular é justificado pela forma dos modos de vibração do edifício e pelo facto do carregamento triangular solicita mais os pisos superiores. No entanto os resultados dos *pushover* uniforme e triangular são próximos);
- Evolução do *drift* máximo do piso 1, do perfil de *drifts*, do corte basal máximo e da energia dissipada total resultantes das análises dinâmicas;
- *Drifts* máximos nos pisos com paredes de alvenaria resultantes das análises dinâmicas por forma a avaliar possíveis danos.

6.2 Técnicas de reforço

O reforço sísmico pode ser realizado com base em 3 tipos de abordagens: rigidez, resistência e ductilidade. O reforço em rigidez tem como objetivo eliminar irregularidades verificadas no edifícios quer sejam de elementos resistentes ou não resistentes. O reforço em resistência serve para melhorar a resposta de elementos que se verifiquem não ter o

comportamento desejado face a um sismo. Edifícios em que se verifique falta de ductilidade a nível global e a nível dos elementos devem ser reforçados de modo a aumentar esse parâmetro. É possível realizar intervenções de reforço em que exista o objetivo de satisfazer diferentes abordagens ao mesmo tempo [59].

Foi estudado que a existência de irregularidade pode introduzir um comportamento inadequado nos edifícios quando sujeitos a ações sísmicas, sendo fundamental garantir que exista uma harmonia na disposição dos elementos estruturais e não estruturais. Como já foi referido as variações bruscas de rigidez, resistência ou massa da estrutura quer em planta, quer em altura podem resultar em distribuições de forças e deformações que podem resultar no colapso do edifício [24].

No capítulo 5 concluiu-se que nos edifícios analisados que o reforço deve ser realizado no piso vazio e deve ter como objetivo corrigir/eliminar a irregularidade verificada, ou seja adicionar aquele piso a rigidez em falta devido à ausência de paredes de alvenarias. A abordagem da intervenção de reforço que se irá realizar será a do acréscimo de rigidez.

Note-se que a rigidez de um determinado piso resulta da soma da rigidez conferida por todos os pilares de betão armado nesse piso e da rigidez das paredes de alvenarias existentes multiplicada por um fator 1.1 que traduza um perfil de forças de piso uniforme em todo o edifício resultante de uma ação sísmica.

Foram implementadas as seguintes técnicas de reforço:

- Encamisamento de pilares do rés-do-chão com betão armado;
- Adição de paredes resistentes;
- Contraventamentos metálicos;
- Contraventamentos metálicos com dispositivo de dissipação de energia.

6.2.1 Reforço de pilares por encamisamento das secções com betão armado

A técnica de encamisamento de secções com betão armado (Figura 48) consiste no aumento da secção do pilar a reforçar através da adição de uma nova camada de betão que envolve a secção na qual se inserem novas armaduras [61].



Figura 48 - Reforço de um pilar através da técnica de encamisamento da secção com betão armado ([59]).

O encamisamento de pilares envolve normalmente toda a secção do pilar sendo designado por encamisamento fechado (Figura 49). Em algumas situações devido a condicionalismos arquitetónicos é possível realizar o encamisamento apenas em algumas faces do pilar, sendo este designado de encamisamento aberto.

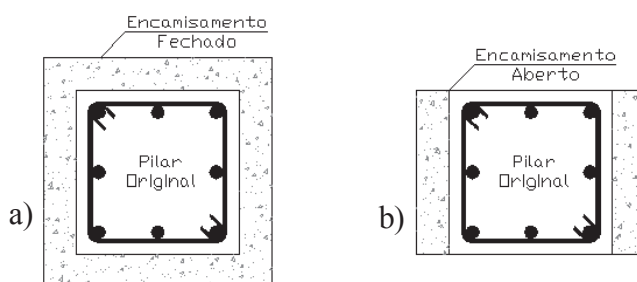


Figura 49 – a) Encamisamento fechado b) encamisamento aberto de pilar (adaptado de [61]).

A principal vantagem da técnica de reforço de encamisamento de pilares é o facto da capacidade resistente do edifício ser distribuída uniformemente evitando-se assim concentrações de rigidez. Esta técnica é muito utilizada para edifícios com rigidez insuficiente e deformações elevadas. Uma das desvantagens é a dificuldade na ligação dos vários elementos por forma a ser realizada uma transmissão correta dos esforços, nomeadamente a das armaduras longitudinais de encamisamento nas vigas existentes e muitas vezes necessidade de reforço das fundações [59].

A eficiência desta técnica de reforço foi estudada em anteriores investigações e trabalhos experimentais [62].

6.2.1.1 Dimensionamento

O dimensionamento do reforço através da técnica de encamisamento de pilares para os edifícios em estudo teve como principal objetivo conferir ao rés-do-chão a rigidez necessária

para compensar a ausência de paredes de alvenaria neste piso. Desta forma a nova secção dos pilares do rés-do-chão de cada um dos casos de estudo foi determinada para que a nova rigidez do rés-do-chão igualasse ou superasse o valor da diferença de rigidez existente entre o piso vazado e o piso 1.

Definida a secção transversal foi realizado o dimensionamento da sua armadura. Dimensionou-se a armadura longitudinal e transversal de acordo com o Eurocódigo 2 [63] considerando a armadura mínima exigida para um pilar de betão armado uma vez que se pretende apenas um aumento de rigidez.

As leis de comportamento definidas para o aço e para o betão foram as mesmas que foram definidas para a estrutura do edifício em betão armado e respetivas características dos materiais.

6.2.1.2 Edifício PT8

Foi realizado um encamisamento aberto para cada direção analisada, dado que o PT8 foi alvo de uma análise plana e também por forma a verificar a eficiência desta técnica particular dentro do encamisamento de pilares.

As secções transversais dos pilares reforçados e respetivas armaduras adotadas estão ilustrados nas Figuras 50 e 51 respetivamente. Note-se que as secções transversais são legendadas com o número a indicar a sua localização na estrutura do edifício. No anexo A encontra-se a planta com a respetiva numeração dos pilares para compreensão da sua localização.

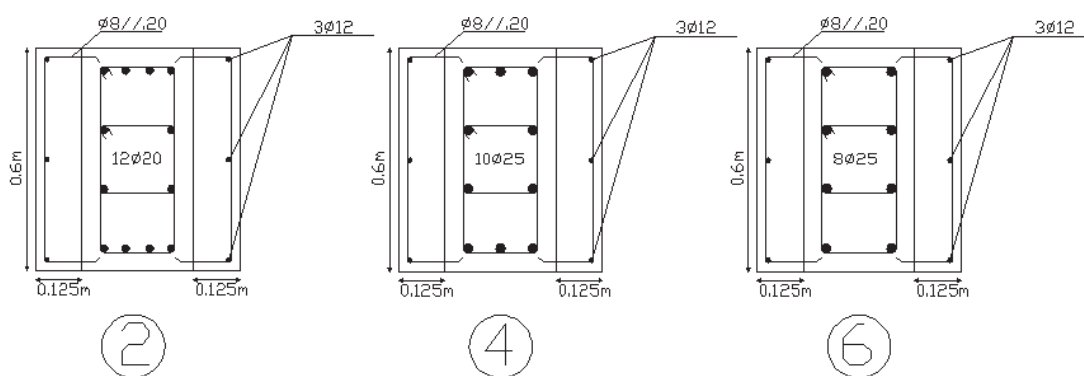


Figura 50 - Secção transversal dos pilares do r/c do PT8 após reforço através da técnica de encamisamento de pilares – direção longitudinal.

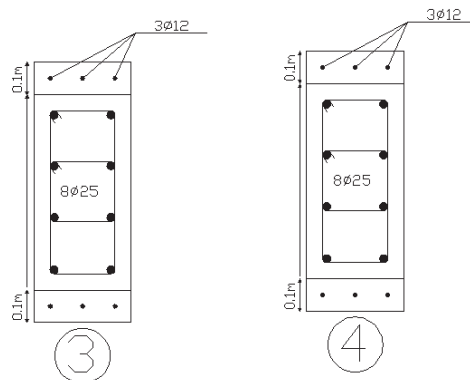


Figura 51 - Secção transversal dos pilares do r/r do PT8 após reforço através da técnica de encamisamento de pilares - direcção transversal.

6.2.1.3 Edifício Lisboa

O edifício Lisboa foi reforçado com um encamisamento fechado com um acréscimo de 50 cm na direcção longitudinal e 20 cm na transversal. Dimensionou-se a respetiva armadura longitudinal e transversal mínima para cada pilar. Na Figura 52 estão ilustradas as secções transversais dos pilares do rés-do-chão reforçados com encamisamento de betão armado para os respetivos pórticos tipo A, B e C.

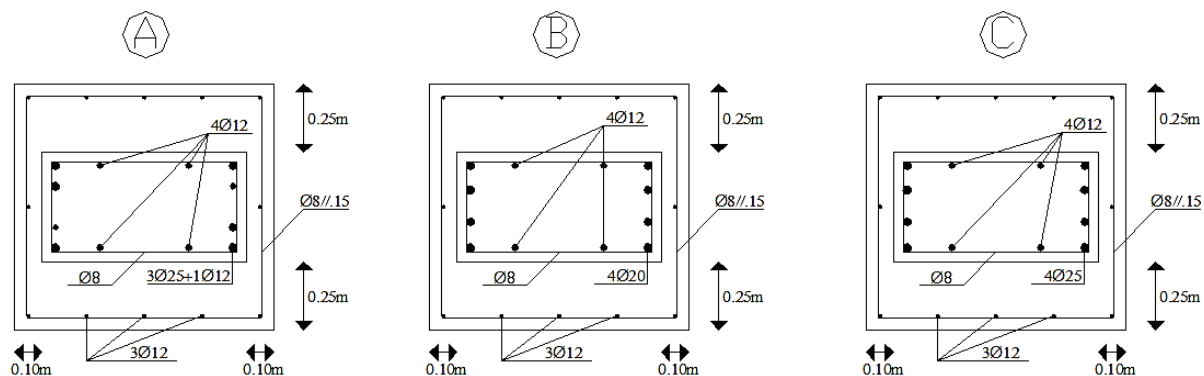


Figura 52 - Secção transversal dos pilares do R/C do edifício Lisboa após reforço através da técnica de encamisamento de pilares.

6.2.2 Reforço através da adição de paredes resistentes

Uma das técnicas mais utilizadas no reforço de edifícios com deficiente comportamento face a uma ação sísmica é a aplicação de paredes resistentes de betão armado de forma adequada na estrutura (Figura 53).



Figura 53 - Técnica de reforço por adição de parede resistente [59]

Este tipo de técnica aumenta significativamente a rigidez lateral da estrutura limitando desta forma a deformação lateral dos pisos corrigindo assim as descontinuidades o que satisfaz o objetivo do tipo de reforço pretendido para uma estrutura sujeita ao mecanismo de *soft-storey*. Com este tipo de reforço estrutural as paredes resistentes adicionadas recebem a maior parte das cargas laterais [64]. Se estas tiverem o nível de resistência e rigidez pretendidos poderão suportar as debilidades da estrutura original corrigindo assim o mau comportamento verificado [59].

Uma das vantagens deste tipo de reforço é também a possibilidade de intervir no exterior do edifício evitando deste modo a necessidade de desocupação do edifício até à sua conclusão [7]. A grande desvantagem da adição de paredes resistentes é a necessidade de reforçar as fundações para resistir às novas forças de corte e a necessidade de integrar a parede resistente à estrutura. O reforço das fundações é um processo dispendioso e difícil, sendo portanto uma técnica menos vantajosa para edifícios que necessitem de grande intervenção nas suas fundações.

No reforço de edifícios através da adição de paredes resistentes, estas poderão preencher total ou parcialmente alguns vãos da estrutura original.

6.2.2.1 Dimensionamento

O dimensionamento realizado para as paredes resistentes foi bastante simplificado e baseado apenas na correção da irregularidade em rigidez. Adotou-se para o comprimento da parede o comprimento do vão selecionado para a sua introdução. Se o vão selecionado não fosse o vão central teria de ser colocada outra parede resistente exatamente no vão simétrico para reduzir os problemas de torção

As espessuras das paredes resistentes foram determinadas de acordo com as exigências do Eurocódigo 8.

No cálculo da armadura longitudinal das paredes resistentes utilizou-se o procedimento uniaxial na direção relevante de análise através do método do pilar fictício.

As armaduras longitudinais e transversais foram determinadas de acordo com as exigências mínimas do Eurocódigo 2. É importante referir que as regiões críticas das paredes resistentes foram determinadas segundo os requisitos definidos no Eurocódigo 8 para elementos de ductilidade normal.

As leis de comportamento adotadas para o aço e o betão das paredes resistentes são as mesmas definidas na modelação dos elementos de betão armado de cada caso de estudo e respetivas características dos materiais.

6.2.2.2 Edifício PT8

O edifício PT8 foi reforçado na direção longitudinal e na transversal com uma parede resistente localizada no vão central da estrutura (Figura 54). Decidiu-se colocar apenas uma parede resistente na direção longitudinal uma vez que esta era suficiente para corrigir a vulnerabilidade verificada sem que fosse necessário alterar de forma significativa arquitetonicamente o edifício.

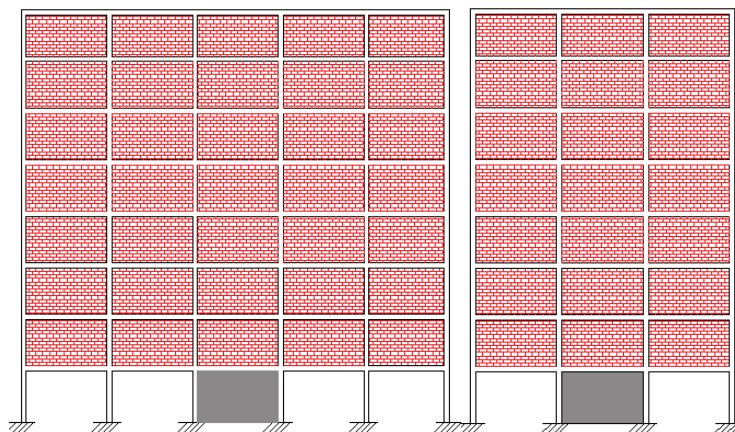


Figura 54 - Localização das paredes resistentes – Edifício PT8.

A parede resistente na direção longitudinal garante um acréscimo de rigidez 25 vezes superior à rigidez necessária para eliminar a irregularidade em altura verificada naquela direção. Na direção transversal a parede resistente garante uma rigidez 50 vezes superior à rigidez necessária nessa direção. A espessura de ambas as paredes é de 0.15 m cumprindo assim a espessura mínima exigida pelo Eurocódigo 8. Dimensionada a secção das paredes resistentes foram determinadas as respetivas armaduras mínimas verticais e horizontais.

Na Tabela 18 encontram-se as armaduras dimensionadas para as paredes resistentes adicionadas na direção longitudinal e transversal e a respetiva verificação das exigências regulamentares.

Tabela 18 - Armadura longitudinal e transversal dimensionada para as paredes resistentes – Edifício PT8.

Direção	Dimensionamento das armaduras das paredes resistentes - PT8					
	Armadura longitudinal				Armadura transversal	
	$A_{s,v,alma,adotada}$	$A_{s,v,pilar\ fictício,adotada}$	$A_{s,v,max} (m^2)$	$A_{s,v,total} (m^2)$	Região crítica	Região não crítica
Longitudinal	8 ϕ 12	8 ϕ 12	0.0222	0.002712	ϕ 8//10	ϕ 8//15
Transversal	10 ϕ 12	8 ϕ 12	0.0264	0.002938	ϕ 8//10	ϕ 8//15

Nas Figuras 55 e 56 encontram-se ilustradas as secções transversais das paredes resistentes adicionadas no rés-do-chão do edifício PT8.

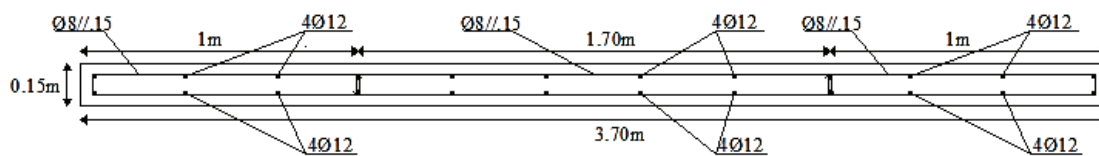


Figura 55 - Secção transversal da parede resistente adicionada na direção longitudinal – Edifício PT8.

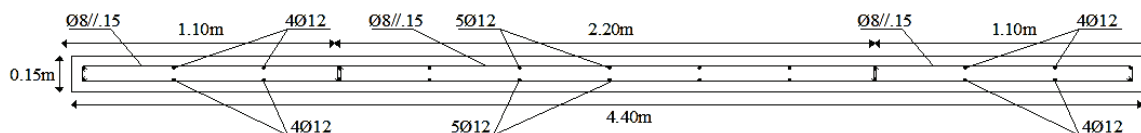


Figura 56 - Secção transversal da parede resistente adicionada na direção transversal – Edifício PT8.

6.2.2.3 Edifício Lisboa

Foram implementadas dois tipos de soluções de reforço através de adição de paredes resistentes no edifício Lisboa:

- Solução de reforço 1: adição de duas paredes resistentes na direção longitudinal e duas na direção transversal conforme ilustrado na Figura 57.

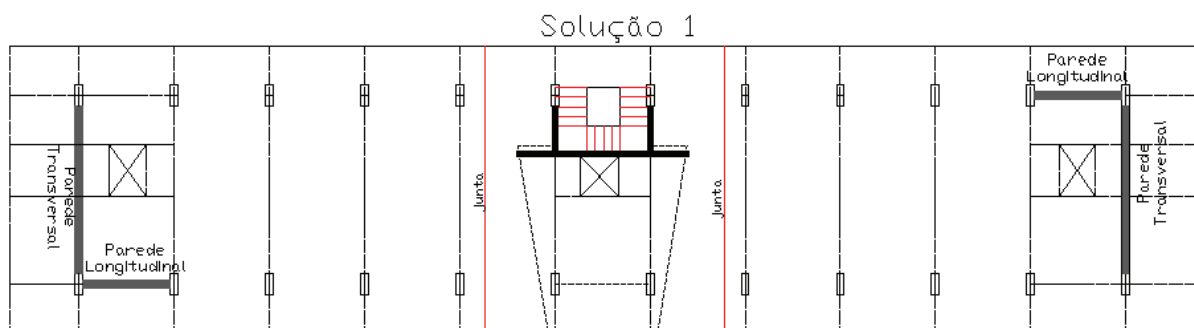


Figura 57 - Disposição em planta da localização da implantação das paredes resistentes para a solução 1- Edifício Lisboa.

- Solução de reforço 2: adição de quatro paredes resistentes na direção longitudinal e duas na direção transversal conforme está ilustrado na Figura 58.

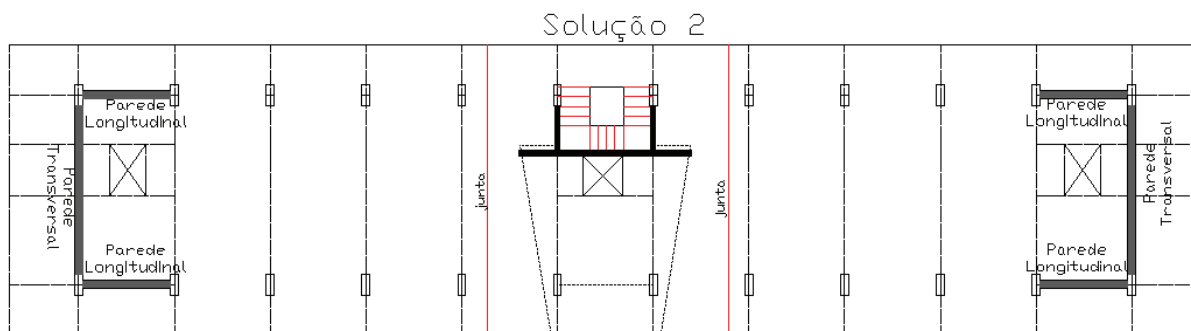


Figura 58 - Disposição em planta da localização da implantação das paredes resistentes para a solução 2 - Edifício Lisboa.

A solução de reforço 1 foi projetada com o objetivo de melhorar o comportamento do edifício face a uma ação sísmica e ao mesmo tempo este sofrer uma intervenção menos invasiva do ponto de vista arquitetónico. A adição de paredes resistentes modifica o objetivo inicial do projeto do edifício que era a criação de espaços abertos e amplos.

A solução de reforço 2 foi projetada apenas com o objetivo melhorar a resposta estrutural do edifício face a uma ação sísmica.

Observou-se que a solução de reforço 1 não era eficiente na correção do mecanismo de *soft-storey* uma vez que os *drifts* máximos do piso 1 ainda eram próximos dos limites definidos pelas normas internacionais (Figura 59).

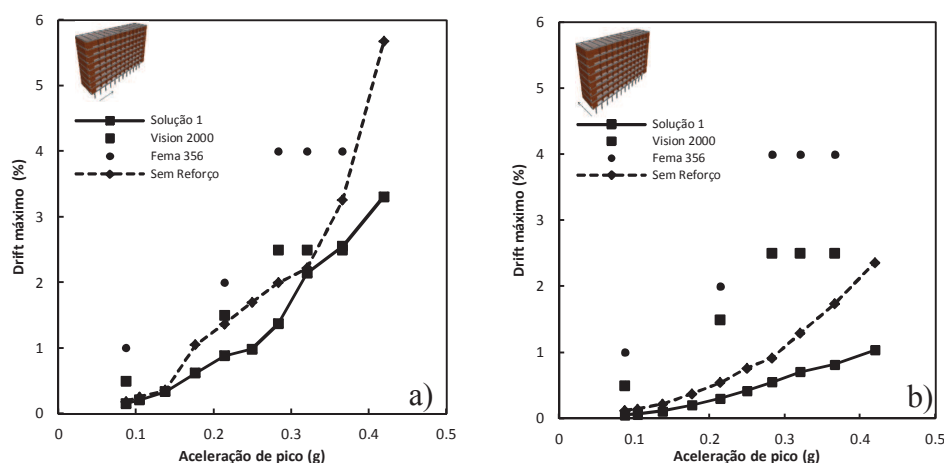


Figura 59 - Evolução do *drift* máximo do piso 1 do edifício Lisboa reforçado através da solução de reforço 1 – Paredes resistentes.

Assim adotou-se como solução de reforço de referência através da adição de paredes resistentes no edifício Lisboa a solução de reforço 2. Na Figura 60 está ilustrado o alçado frontal e lateral do edifício Lisboa reforçado com a adição de paredes resistentes.

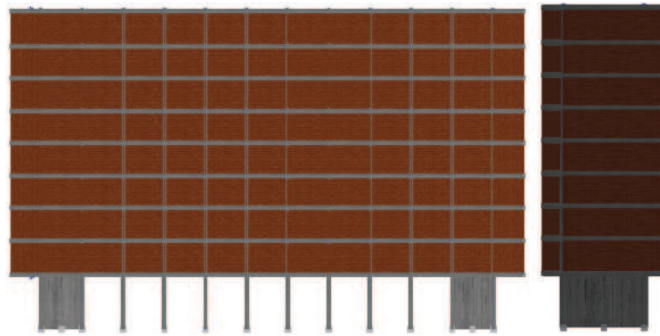


Figura 60 - Alçado frontal e lateral do edifício Lisboa reforçado através da adição de paredes resistentes.

A espessura das paredes é de 0.25 m cumprindo assim a espessura mínima exigida pelo Eurocódigo 8. Com estas dimensões das paredes resistentes o rés-do-chão tem um acréscimo de rigidez 3 vezes superior à rigidez necessária nessa direção e 2 vezes superior ao valor necessário na direção transversal.

Definida a secção transversal das paredes resistentes dimensionou-se a sua armadura longitudinal e transversal e cumprindo com as exigências regulamentares (Tabela 19). As secções transversais das paredes resistentes estão ilustradas nas Figuras 61 e 62.

Tabela 19 - Armadura longitudinal e transversal dimensionada para as paredes resistentes – Edifício Lisboa.

Direção	Dimensionamento das armaduras das paredes resistentes - Edifício Lisboa					
	Armadura longitudinal				Armadura transversal	
	$A_{s,v,alma,adotada}$	$A_{s,v,pilar\ ficticio,adotada}$	$A_{s,v,max} (m^2)$	$A_{s,v,total} (m^2)$	Região crítica	Região não crítica
Longitudinal	8 ϕ 12	6 ϕ 12	0.034	0.00226	ϕ 8//10	ϕ 8//15
Transversal	16 ϕ 12	10 ϕ 12	0.066	0.004068	ϕ 8//10	ϕ 8//15

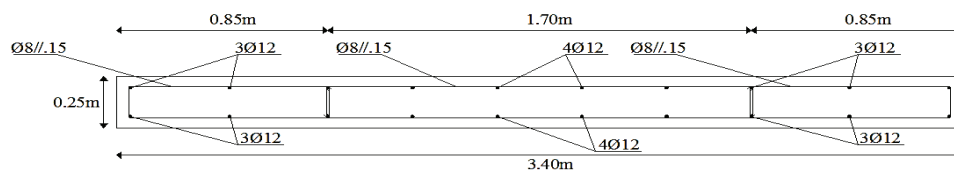


Figura 61 - Secção transversal da parede resistente adicionada na direção longitudinal – Edifício Lisboa.

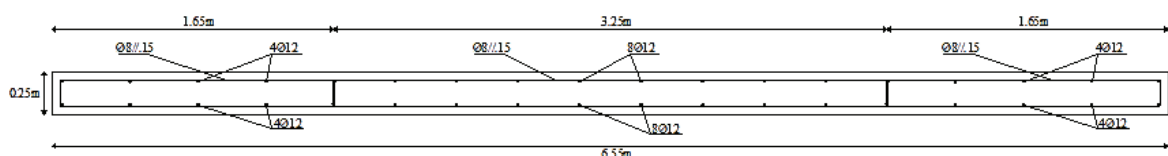


Figura 62 - Secção transversal da parede resistente adicionada na direção transversal – Edifício Lisboa

6.2.3 Reforço com contraventamentos metálicos

O reforço de um edifício através de contraventamentos metálicos é uma solução que permite aumentar a sua rigidez e a capacidade de dissipação de energia. O sismo de Michoacán em 1985 no México permitiu verificar que edifícios previamente reforçados com contraventamentos metálicos tiveram uma boa resposta face à ação sísmica não se verificando nenhum dano estrutural [28]. Na Figura 63 está ilustrado um edifício em São Francisco onde foi utilizado este tipo de técnica de reforço num edifício com problemas de irregularidade em altura.



Figura 63 - Edifício com solução de reforço com contraventamentos metálicos [65].

A principal incógnita num reforço com contraventamentos metálicos é como o novo sistema se irá ligar e interagir com a estrutura já existente. Esta solução de reforço pode também ser combinada com outro tipo de técnicas tais como encamisamento de elementos já existentes ou paredes resistentes. Este tipo de técnica aumenta significativamente a resistência, a rigidez lateral e até a ductilidade da estrutura já existente [66].

O reforço de edifícios através de contraventamentos metálicos deve ser realizado em vãos criteriosamente selecionados por forma a dotar o edifício de uma correta capacidade resistente face a ações sísmicas.

Os contraventamentos metálicos em “cruz” são normalmente ligados a peças verticais e horizontais, e estas ligadas às vigas e pilares do edifício. Este tipo de solução não implica o reforço das fundações e a sua montagem e colocação no edifício não é tão intrusiva em comparação com outro tipo de soluções. No entanto a ligação dos contraventamentos metálicos aos elementos já existentes pode ser trabalhosa e economicamente menos vantajosa.

O aumento da rigidez consequentemente alterará a frequência própria da estrutura podendo alterar a intensidade da solicitação sísmica.

6.2.3.1 Dimensionamento

O dimensionamento dos contraventamentos metálicos foi realizado por forma a corrigir/eliminar o mecanismo de *soft-storey* verificado nos dois casos de estudo.

Os vãos onde serão colocados os contraventamentos metálicos foram selecionados para que não seja introduzido nos edifícios irregularidades de rigidez e planta para evitar efeitos de torção. A verificação da resistência à encurvadura dos contraventamentos metálicos foi considerada segundo a clausula 6.3.1.1 do Eurocódigo 3 [67].

A lei de comportamento selecionada para os perfis metálicos foi o modelo de aço bilinear, cujo comportamento está representado na próxima Figura 64. As características definidas para os perfis metálicos encontram-se na Tabela 20.

Tabela 20 - Características dos contraventamentos metálicos.

Aço S235		
E (GPa)	f_y (Mpa)	μ
200	235	0.05

Em que E é o módulo de elasticidade longitudinal, f_y é a tensão de cedência do aço e μ é o valor definido para o endurecimento (“hardening”).

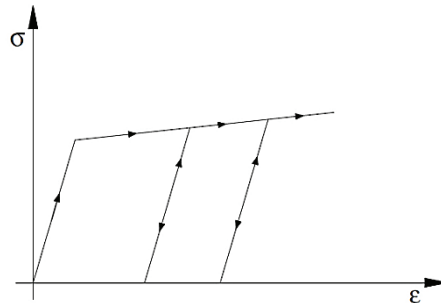


Figura 64 - Lei de comportamento do aço bilinear [51].

De seguida serão apresentados as soluções de reforço propostas para cada caso de estudo e respetivos resultados obtidos.

6.2.3.2 Edifício PT8

No PT8 foram testadas várias soluções de reforço com contraventamentos metálicos na direção longitudinal e na direção transversal. Na direção longitudinal foram testados 2 tipos de disposições do contraventamento metálico que estão ilustradas na Figura 65. Foram adotados os seguintes 4 tipos de soluções de reforço:

- Solução 1: perfis HEB 100 no vão central;
- Solução 2: perfis HEB 200 no vão central;

- Solução 3: perfis HEB 280 no vão central;
- Solução 4: perfis HEB 100 em dois vãos;

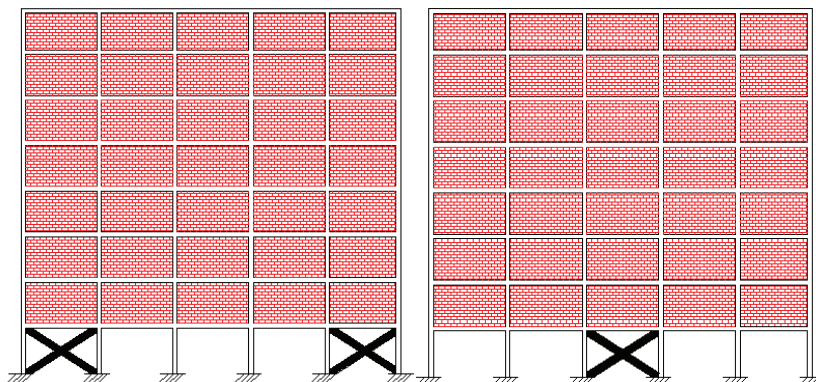


Figura 65 - Disposição dos contraventamentos metálicos no edifício PT8 - direção longitudinal.

Na direção transversal apenas foram colocados os contraventamentos metálicos no vão central apenas (Figura 66), pois face aos resultados obtidos na análise da vulnerabilidade do PT8 na direção transversal, não seria necessário mais reforço. Utilizaram-se nesta direção as seguintes soluções de reforço:

- Solução de reforço A: Perfis HEB240;
- Solução de reforço B: Perfis HEB 140.

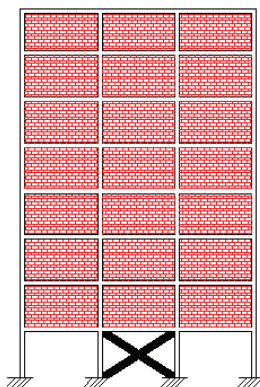


Figura 66 - Disposição do contraventamento metálico no edifício PT8 - direção transversal.

Na direção longitudinal a solução de reforço 2 e 3 não melhoraram a resposta da estrutura do edifício face a uma ação sísmica. Estas duas soluções de reforço reduziram como pretendido o *drift* máximo do piso 1 mas aumentou consideravelmente o *drift* máximo do piso 2 como se está ilustrado na Figura 67.

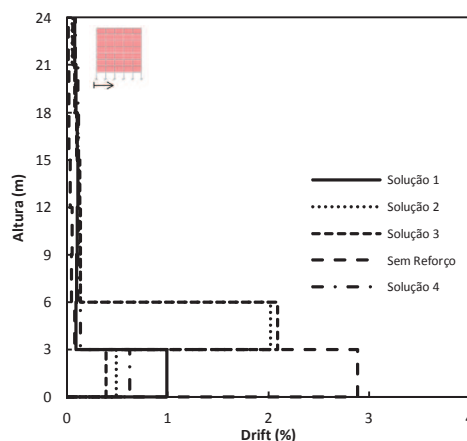


Figura 67 - Perfil de *drifts* para um período de retorno de 2000 anos do PT8 - direção longitudinal.

Assim as soluções de reforço 2 e 3 não se verificaram como verdadeiras opções para reforçar o edifício PT8 nesta direção. Restando as soluções de reforço 1 e 4 optou-se pela solução 4 com um único critério: maior redução do *drift* máximo. Esta solução de reforço foi a mais efetiva na correção do mecanismo e deste modo é a solução de reforço adotada para realizar o contraventamento metálico na direção longitudinal do edifício PT8.

Na direção transversal a opção recaiu sobre a solução que mais reduziu o *drift* máximo. Assim foi selecionada a solução de reforço A para realizar o contraventamento metálico na direção transversal do edifício PT8.

No anexo B encontram-se os resultados do estudo realizado ao reforço com contraventamentos metálicos do edifício PT8.

6.2.3.2 Edifício Lisboa

No edifício Lisboa foram estudadas duas soluções de reforço com contraventamentos metálicos na direção longitudinal e na direção transversal:

- Solução 1: 6 pares de perfis HEA 650 na direção longitudinal e 4 pares de perfis HEB 650 na direção transversal (Figura 68);
- Solução 2: 4 pares de perfis HEA 650 na direção longitudinal e 2 pares de perfis HEB 650 na direção transversal (Figura 69);

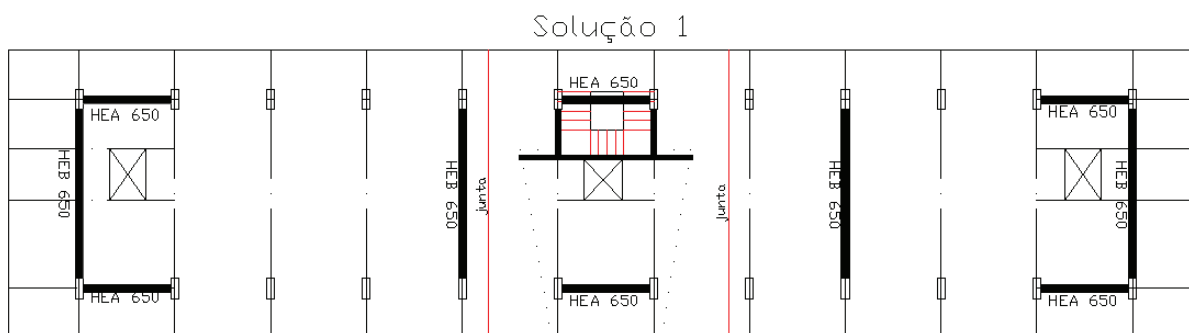


Figura 68 - Localização dos contraventamentos metálicos relativos à solução de reforço 1 - Edifício Lisboa.

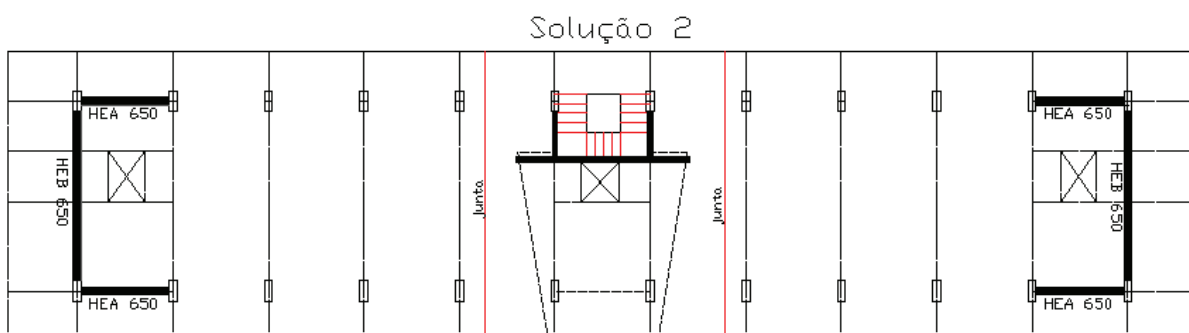


Figura 69 - Localização dos contraventamentos metálicos relativos à solução de reforço 2 - Edifício Lisboa.

Ambas as soluções de reforço foram extremamente eficientes do ponto de vista da correção do mecanismo de *soft-storey*. O *drift* máximo foi reduzido para valores iguais aos dos restantes pisos, mas por outro lado o valor do corte basal máximo aumentou substancialmente em relação à situação inicial sem reforço. Este aumento obriga ao reforço das fundações do edifício Lisboa por forma a resistir a estas forças de corte basal.

Assim a solução de reforço adotada para realizar o contraventamento metálico do edifício Lisboa foi a solução de reforço 2 pois esta era a solução que iria implicar uma menor alteração arquitetónica do edifício original (Figura 70). Dado que ambas as soluções obtiveram resultados semelhantes assim opta-se também pela solução de reforço mais económica.

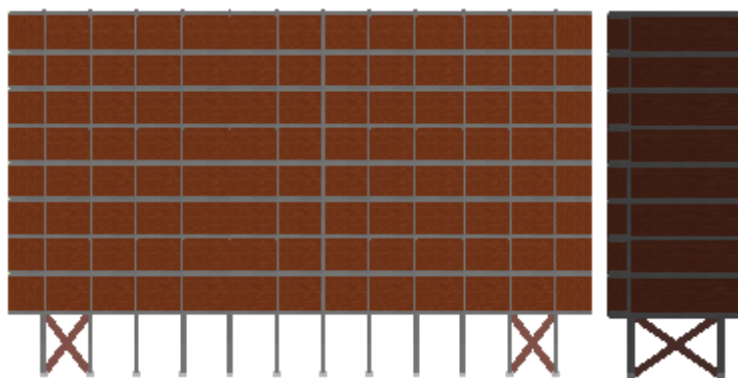


Figura 70 - Alçado frontal e lateral do edifício Lisboa com contraventamentos metálicos.

No anexo B encontram-se os resultados do estudo das duas soluções de reforço com contraventamentos metálicos implementadas no edifício Lisboa.

6.2.4 Reforço com contraventamento metálico com dispositivo dissipador de energia

Foi realizado ainda uma técnica de reforço baseada na aplicação de um sistema dúctil de contraventamento em aço, onde é associado um elemento capaz de dissipar a energia por deformações em corte (Figura 71) denominado de k-bracing. Este tipo de reforço foi inspirado no modelo desenvolvido por Varum [7] e Rodrigues [26] e mais recentemente estudado por Durucan [68].

Este tipo de reforço tem como vantagem a alteração pouco significativa da arquitetura de um edifício, a sua eficiência comprovada na redução dos deslocamentos/deformações e capacidade de dissipação de energia assim como o incremento reduzido das forças de corte, podendo evitar assim a necessidade de reforço das fundações [7].

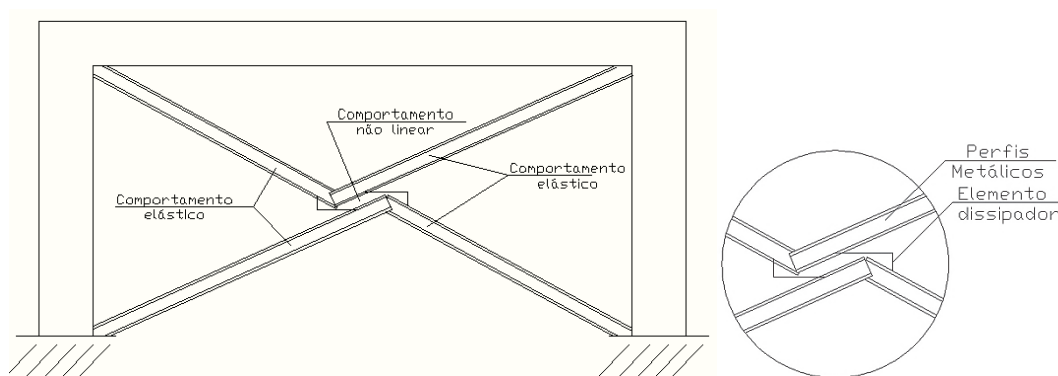


Figura 71 - Contraventamento metálico com dispositivo dissipador de energia.

6.2.4.1 Modelação e calibração

O sistema de contraventamento metálico foi modelado com 4 bielas rígidas de comportamento linear uniaxial elástico bilinear, não possuindo resistência à flexão. O dispositivo dissipador de energia tem um comportamento não linear. Neste trabalho adotou-se o tipo de conceção estrutural ilustrado na Figura 71 constituído então por 4 tipos de elementos: 2 perfis metálicos em diagonal na zona superior e outros 2 perfis metálicos na zona inferior ao elemento central que é o elemento dissipador de energia ($L=1\text{m}$).

A lei de comportamento definida para os perfis metálicos é como já foi referido a lei de comportamento bilinear e para o elemento dissipador de energia a lei de comportamento não linear Menegotto-Pinto com as características que se encontram definidas na Tabela 21.

Tabela 21 – Características utilizadas para a definição da lei de comportamento adotada para a modelação do dispositivo de dissipação de energia - K-Bracing.

Lei de comportamento do aço - Menegotto-Pinto								
$E_s(\text{Gpa})$	$f_y(\text{Mpa})$	μ	R_o	a_1	a_2	a_3	a_4	ϵ_{ult}
198000	1200	0.079	20	17.3	0.15	0.7	6	0.1

Em que:

μ – endurecimento (“hardening”);

R_o – parâmetro inicial da curva de transição;

a_1 – coeficiente de calibração da curva de transição;

a_2 – coeficiente de calibração da curva de transição;

a_3 – coeficiente de calibração da curva do endurecimento isotrópico;

a_4 – coeficiente de calibração da curva do endurecimento isotrópico;

ϵ_{ult} – extensão de rutura.

Após a sua implementação o modelo foi calibrado com resultados experimentais de um sistema de dissipação de energia semelhante que foi testado num ensaio experimental cíclico de reforço de um edifício à escala real [69]. Os resultados da calibração encontram-se nas Figuras 72- a e 72 - b.

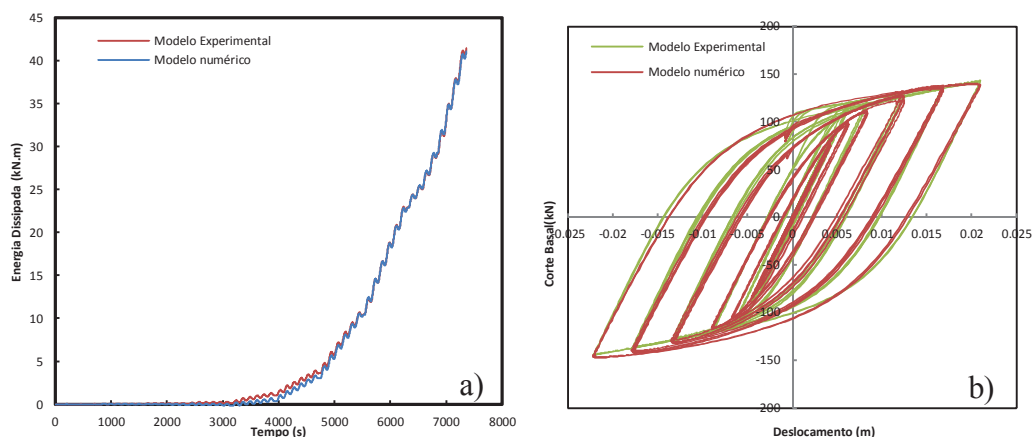


Figura 72 – a) evolução da dissipação de energia do modelo de dissipação de energia b) Corte basal vs deslocamento do dispositivo de dissipação de energia

6.2.4.2 Edifício PT8

No PT8 foram estudadas 3 soluções de reforço através da técnica de k-bracing na direção longitudinal e 2 na direção transversal. Na direção longitudinal foram testadas 2 tipo disposições do contraventamento metálico que estão ilustradas na Figura 73.

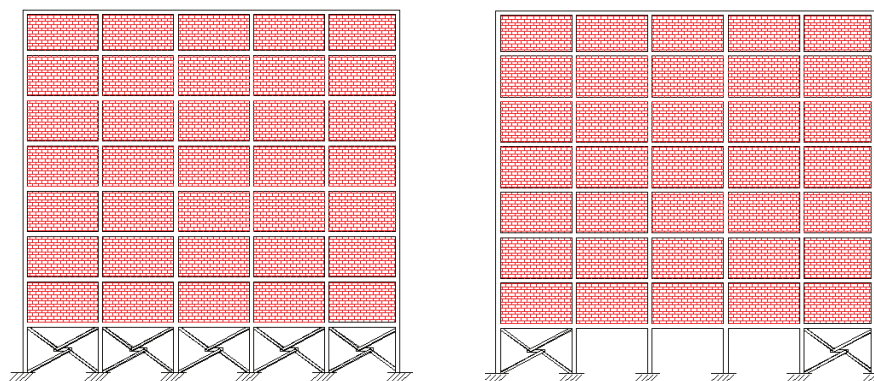


Figura 73 - Disposição das soluções de reforço adotadas para a direção longitudinal – k-bracing.

Foram utilizados 3 tipos de soluções de reforço na direção longitudinal:

- Solução 1: utilização de perfis HEB 120 nas diagonais e o reforço é efetuado nos vãos extremos;
- Solução 2: utilização de perfis HEB 220 nas diagonais e o reforço é efetuado nos vãos extremos;
- Solução 3: utilização de perfis HEB 120 nas diagonais e o reforço é efetuado em todos os vãos do rés-do-chão.

As disposições das soluções de reforço adotadas na direção transversal encontram-se na Figura 74. Na direção transversal foram utilizados 3 tipos de soluções de reforço:

- Solução A: utilização de perfis HEB 120 nas diagonais e o reforço é colocado no vão central;
- Solução B: utilização de perfis HEB 220 nas diagonais e o reforço é colocado no vão central;
- Solução C: utilização de perfis HEB160 nas diagonais e o reforço é colocado em todos os vãos do rés-do-chão.

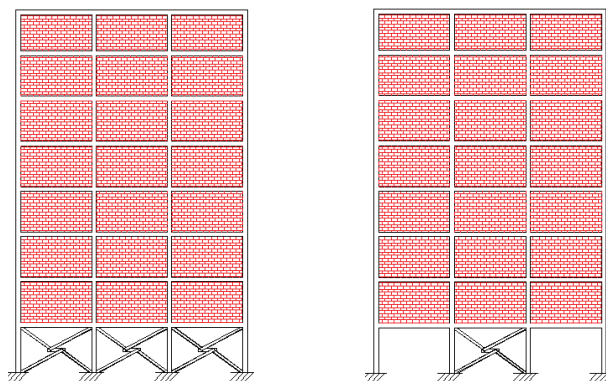


Figura 74 - Disposição das soluções de reforço adotadas para a direção transversal – k-bracing.

A solução de reforço selecionada na direção longitudinal é a solução 1 pois além de ser a solução que menos altera arquitetonicamente a conceção inicial do edifício é a solução mais eficiente na redução do *drift* máximo.

A solução de reforço adotada para a direção transversal foi a solução de reforço A pois de todas as soluções de reforço analisadas esta era a solução que menos aumentava o corte basal e que menor alteração arquitetónica introduzia no edifício. Todas as soluções tinham a mesma eficiência na redução do *drift* máximo. No anexo C encontram-se os resultados do estudo efetuado para as várias soluções de reforço através de k-bracing para o edifício PT8.

6.2.4.3 Edifício Lisboa

No edifício Lisboa foi estudada a solução de reforço com k-bracing que se encontra ilustrada nas Figura 75 e 76. Nesta solução foram utilizados perfis HEB 120 para os perfis diagonais.

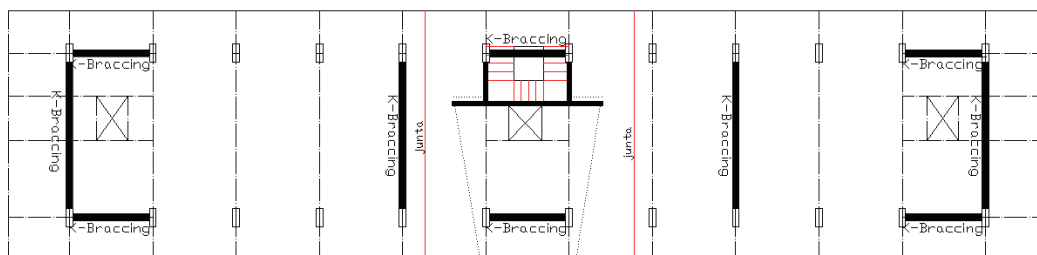


Figura 75 - Disposição da solução de reforço k-bracing no edifício Lisboa.

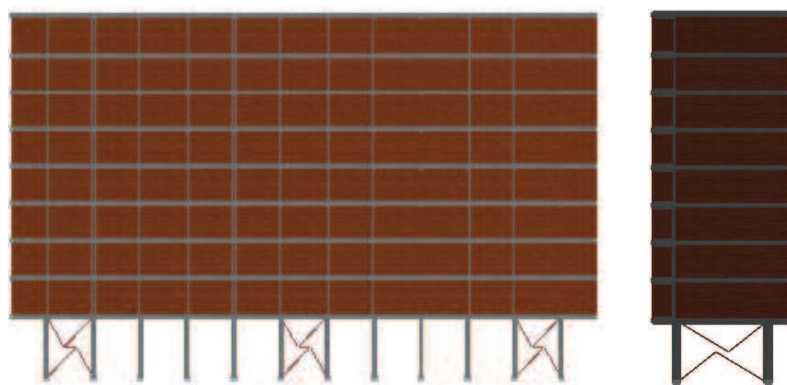


Figura 76 - Alçado frontal e lateral do edifício Lisboa com k-bracing.

Não foram adotadas outras soluções de reforço relativas a esta técnica de reforço no edifício Lisboa pois esta solução apresentou excelentes resultados e dadas as poucas alterações dos resultados verificados no edifício PT8 para diferentes soluções de reforço, entendeu-se que esta solução era uma solução efetiva.

6.3 Análise global das soluções de reforço

A avaliação da eficiência a nível global das várias soluções de reforço testadas é realizada através da análise da evolução das frequências fundamentais dos edifícios, das curvas de capacidade resultantes das análises *pushover* realizadas, da evolução do perfil de *drifts* máximos, do *drift* máximo do piso 1, do corte basal máximo e da energia dissipada total resultantes das análises dinâmicas.

6.3.1 Frequências fundamentais

Foram determinadas as frequências fundamentais para cada caso de estudo com as respetivas soluções de reforço. Não foi possível determinar a variação das frequências de cada edifício com a técnica de reforço de k-bracing por dificuldade de convergência do modelo. Na Tabela 22 são apresentados os valores das frequências fundamentais dos dois edifícios com e sem soluções de reforço.

Tabela 22 - Frequências fundamentais dos edifícios com e sem soluções de reforço.

Frequências fundamentais (hz)					
Edifício	Direção	Sem reforço	Técnica de reforço		
			Encamisamento	Parede resistente	Contraventamentos
PT8	Longitudinal	1.87	3.29	2.6	2.95
	Transversal	2.74	3.16	3.28	3.73
Lisboa	Longitudinal	0.97	2.22	2.75	2.73
	Transversal	1.76	2.35	3.31	2.73

As frequências fundamentais de cada caso de estudo com as respetivas soluções de reforço aumentaram para um valor aproximadamente 1 a 2 vezes superior às frequências do edifício sem reforço nas duas direções do edifício PT8 e no edifício Lisboa as frequências são 2 a 3 vezes superiores às do edifício original na direção longitudinal e 1 a 2 vezes na direção transversal. O maior aumento do valor da frequência é na direção longitudinal em ambos os edifícios indicando precisamente que foi esta a direção onde foi necessária a maior intervenção de reforço.

A técnica de reforço através de encamisamento dos pilares do rés-do-chão com betão armado foi a solução com maior aumento de frequência na direção longitudinal do edifício PT8 e a de contraventamentos metálicos na sua direção transversal. A técnica de reforço através da adição de paredes resistentes foi a que mais aumentou as frequências fundamentais do edifício Lisboa. Na Tabela 23 são apresentados os valores relativos ao rácio entre frequências fundamentais com e sem solução de reforço para cada edifício.

Tabela 23 – Rácio entre frequências fundamentais dos edifícios com e sem reforço.

Rácio frequências fundamentais com solução de reforço/sem reforço				
Edifício	Direção	Técnica de reforço		
		Encamisamento	Paredes Resistentes	Contraventamentos Metálicos
PT8	Longitudinal	1.76	1.39	1.58
	Transversal	1.15	1.20	1.36
Lisboa	Longitudinal	2.29	2.84	2.81
	Transversal	1.34	1.88	1.55

O reforço dos edifícios com as várias técnicas adotadas implica como expectável o aumento das suas frequências fundamentais uma vez que se teve como objetivo corrigir a irregularidade em altura verificada devido ao piso vazado. Como podemos ver na Figura 77 a frequência fundamental dos edifícios com as várias técnicas de reforço aproxima-se da zona do espectro das acelerações com maior intensidade.

A frequência fundamental do edifício PT8 na direção longitudinal (Figura 77-a) sem reforço encontra-se afastada da zona do espectro onde a solicitação sísmica é maior. É nesta direção que existe uma maior diferença entre a solicitação sísmica a que o edifício será sujeito com e sem soluções de reforço. O edifício PT8 nesta direção com as várias técnicas de reforço está sujeito a uma solicitação sísmica 1 a 2 vezes superior à situação sem reforço enquanto na sua direção transversal (Figura 77-b) esta diferença já não se verifica pois a frequência fundamental nesta direção sem qualquer técnica de reforço já se encontra na zona do espectro onde a intensidade sísmica é máxima.

No edifício Lisboa a intensidade sísmica a que está sujeito na direção longitudinal (Figura 77-c) com a introdução das várias técnicas de reforço é 2 a 3 vezes superior à esperada sem reforço. Na direção transversal (Figura 77-d) este aumento é de 1 a 2 vezes.

Verifica-se no edifício PT8 uma maior proximidade da dispersão dos valores das frequências com as várias técnicas de reforço enquanto no edifício Lisboa, nomeadamente na direção transversal verifica-se que as frequências com do edifício com as respetivas técnicas de reforço são mais dispersas pelo espectro de acelerações elástico. A solução de encamisamento de pilares nesta direção revela-se a solução que menos agrava a solicitação sísmica esperada.

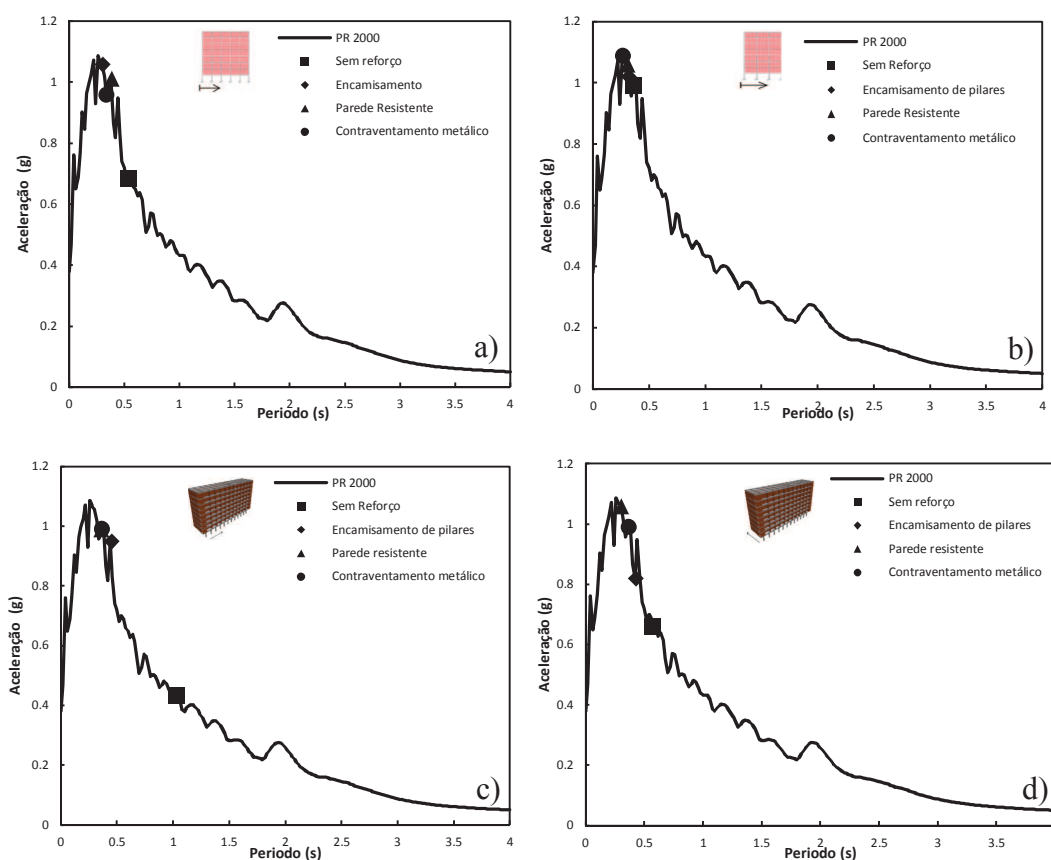


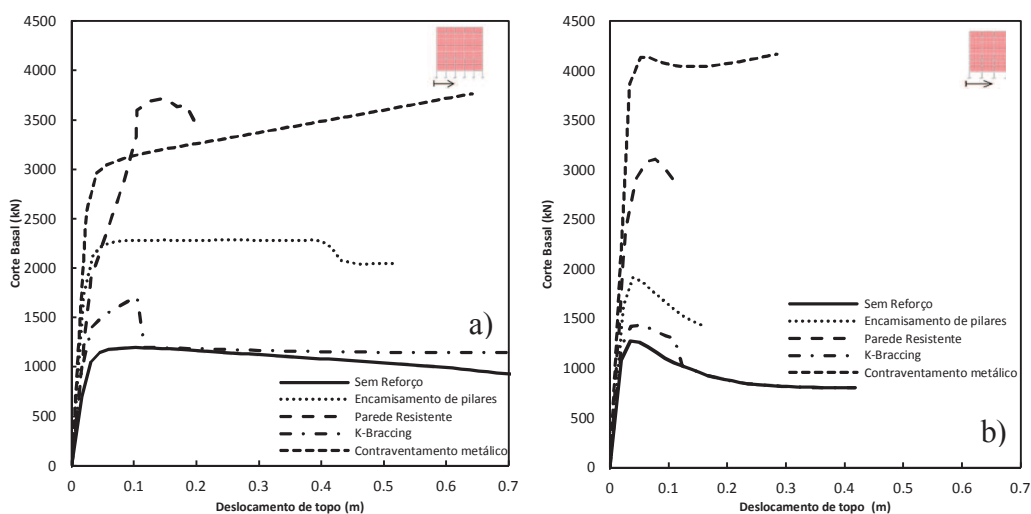
Figura 77 - Espectro de resposta elástico de acelerações para um coeficiente de amortecimento de 5% para um período de retorno de 2000 anos com as respetivas frequências fundamentais com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.

6.3.2 Análises *pushover*

Foram realizadas análises *pushover* de perfil de carregamento uniforme aos edifícios reforçados com as várias técnicas de reforço por forma a avaliar o seu comportamento estrutural em termos de rigidez inicial em comparação com a situação inicial sem reforço. As

curvas de capacidade resultantes indicaram que o edifício PT8 teve um ganho de rigidez inicial e de resistência em ambas as direções com as várias técnicas de reforço, o que era de esperar face ao tipo de intervenção realizada. Neste edifício (Figura 78 - a e b) foi a técnica de reforço através de contraventamentos metálicos que conferiu à estrutura maior rigidez inicial e maior resistência máxima com um valor 2 a 3 vezes superior ao da rigidez inicial sem reforço e de 3 a 4 vezes superior ao valor da resistência sem reforço. O reforço através de k-bracing foi a técnica que menos aumentou a rigidez inicial e resistência da estrutura original os dois parâmetros 1 a 2 vezes superiores ao valor verificado na estrutura original.

No edifício Lisboa foi a técnica de contraventamento metálico igualmente que conferiu maior aumento de rigidez inicial principalmente na direção longitudinal (Figura 78 - c) com a rigidez inicial 6 vezes superior à original e sua resistência 7 vezes superior. Já na direção transversal (Figura 78 - d) este aumento de rigidez inicial da estrutura original com o reforço através de contraventamentos metálicos não é tão visível, ainda assim a resistência é 4 a 5 vezes superior à do edifício original. A técnica de reforço através de k-bracing foi a que menos aumentou a resistência e rigidez inicial.



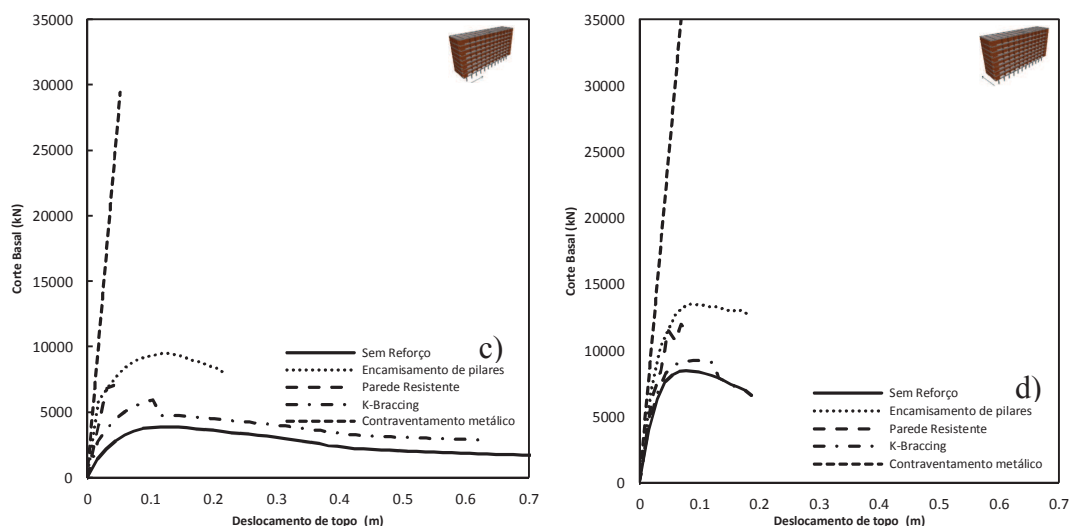


Figura 78 - Curvas de capacidade com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.

Na Tabela 24 encontra-se o valor do rácio entre rigidez inicial e resistência da estrutura com as várias técnicas de reforço e o seu valor original.

Tabela 24 - Rigidez inicial e resistência com e sem soluções de reforço.

Curvas de capacidade - Rácio com solução de reforço/ sem solução de reforço						
	Edifício	Direção	Encamisamento	Contraventamento metálico	Parede resistente	K-bracing
Rigidez inicial	PT8	Longitudinal	2.08	2.48	1.42	1.31
		Transversal	1.23	2.00	1.58	1.08
	Lisboa	Longitudinal	3.62	6.07	2.48	1.85
		Transversal	1.40	1.92	1.16	1.09
Resistência máxima	PT8	Longitudinal	1.91	3.15	3.11	1.43
		Transversal	1.50	3.26	2.43	1.12
	Lisboa	Longitudinal	2.47	7.60	1.84	1.54
		Transversal	1.60	4.71	1.42	1.09

6.3.3 Análises não lineares dinâmicas

Os edifícios com as várias técnicas de reforço foram sujeitos a análises dinâmicas para os períodos de retorno descritos no ponto 4.5.2.2 e foram avaliados segundo os seguintes pontos:

- *Drift* máximo;
- Perfil de *drifts* máximos;
- *Drift* máximo dos pisos com paredes de alvenaria e avaliação de danos;
- Deslocamento de topo máximo;
- Corte basal máximo;
- Energia dissipada total.

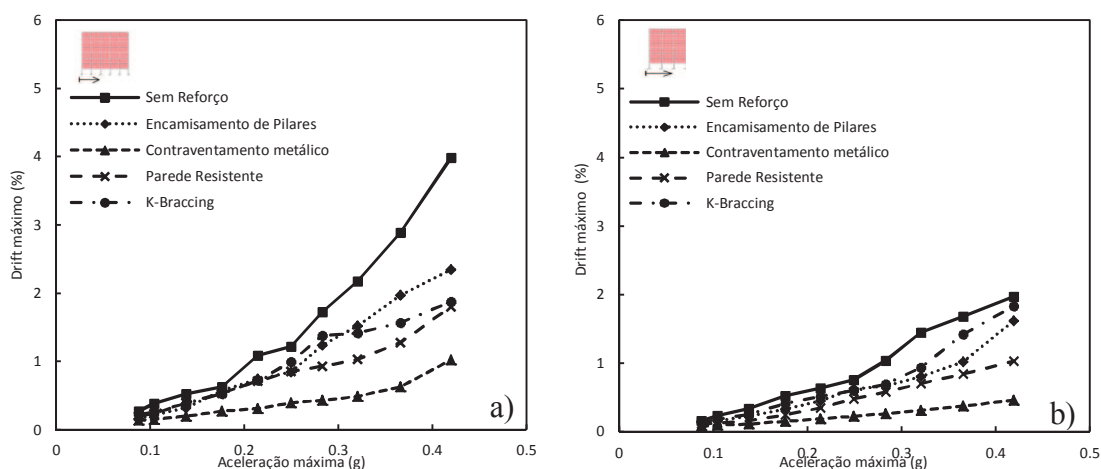
Através da análise destes pontos é possível avaliar de que forma é que as várias técnicas de reforço conseguiram melhorar o comportamento dos edifícios face a uma ação sísmica.

6.3.3.1 *Drift* máximo

O *drift* máximo registou-se sempre ao nível do rés-do-chão nos dois edifícios com as várias soluções de reforço. Em ambos os edifícios a técnica de reforço mais eficaz na redução do *drift* máximo é a realizada com contraventamentos metálicos. O valor é reduzido para cerca de 20% do *drift* máximo verificado edifício PT8 sem reforço e para 8% do *drift* verificado no edifício Lisboa para o período de retorno de referência.

Na direção mais vulnerável do edifício PT8 (Figura 79 - a) a técnica menos eficiente na redução do *drift* máximo é o k-bracing para períodos de retorno menores e após o período de retorno de 975 anos é a técnica de encamisamento de pilares com uma redução do *drift* para 68% do valor verificado na estrutura original para o período de retorno de referência. Na direção transversal (Figura 79 – b) a técnica de reforço menos eficiente na redução do *drift* máximo é através de k-bracing também com uma redução do *drift* máximo para cerca de 84% do valor da estrutura original.

Na direção longitudinal do edifício Lisboa (Figura 79 – c) as várias técnicas de reforço exepcto a de contraventamento metálico têm um comportamento semelhante em termos de redução do *drift* máximo, com a técnica menos eficiente para o período de retorno de referência a ser o encamisamento dos pilares do rés-do-chão com uma redução do *drift* máximo para 68% do valor da estrutura original. Na direção transversal (Figura 79 – d) a técnica menos eficiente é a de k-bracing reduzindo o valor para 68% do *drift* máximo verificado na estrutura original.



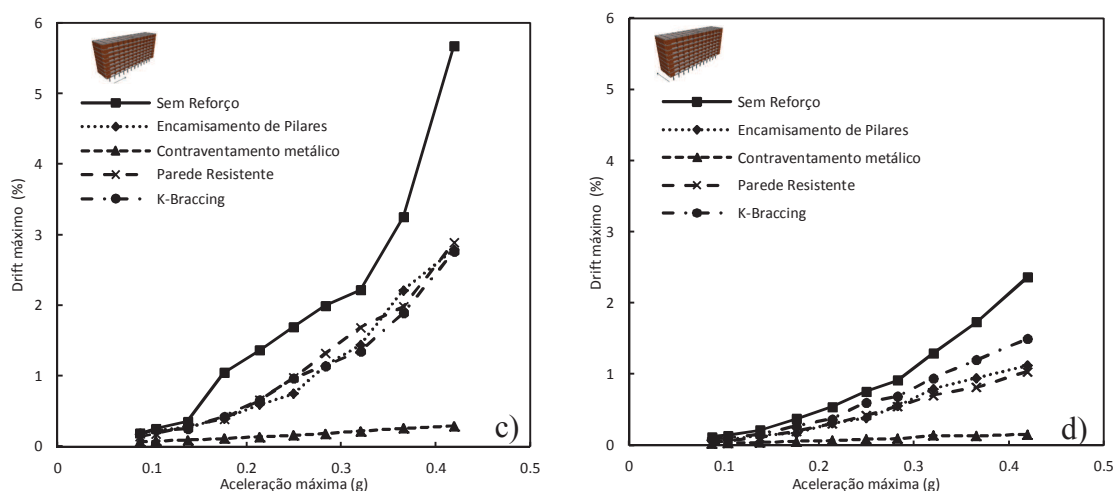


Figura 79 - Evolução do *drift* máximo com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.

As técnicas de reforço aumentaram a sua eficiência com o aumentar do período de retorno como se pode ver na Figura 80. Nos dois edifícios a técnica de reforço através de contraventamentos metálicos é a mais eficiente em todos os períodos de retorno na redução do *drift* máximo do piso 1.

Na direção longitudinal do edifício PT8 (Figura 80 - a) para os períodos de retorno de 300 e 700 anos existe uma redução ligeira da eficiência de todas as técnicas de reforço. Na sua direção transversal (Figura 80 - b) as técnicas de reforço possuem mais eficiência nos períodos de retorno de 300, 475 e 1370 anos. A adição de paredes resistentes é a segunda técnica de reforço mais eficiente na redução do *drift* máximo do piso 1 do edifício PT8.

Na direção longitudinal do edifício Lisboa (Figura 80 - c) existe uma eficiência semelhante entre todas as técnicas de reforço excecção com contraventamentos metálicos. Estas possuem maior capacidade de redução de *drift* para os períodos de retorno de 300 e de 3000 anos enquanto os períodos de retorno de 73 e 1370 anos são os menos eficientes. Na direção transversal (Figura 80 - d) as técnicas de adição de paredes resistentes e encamisamento de pilares possuem a mesma eficiência. A técnica k-bracing destaca-se claramente nesta direção como a técnica menos eficiente.

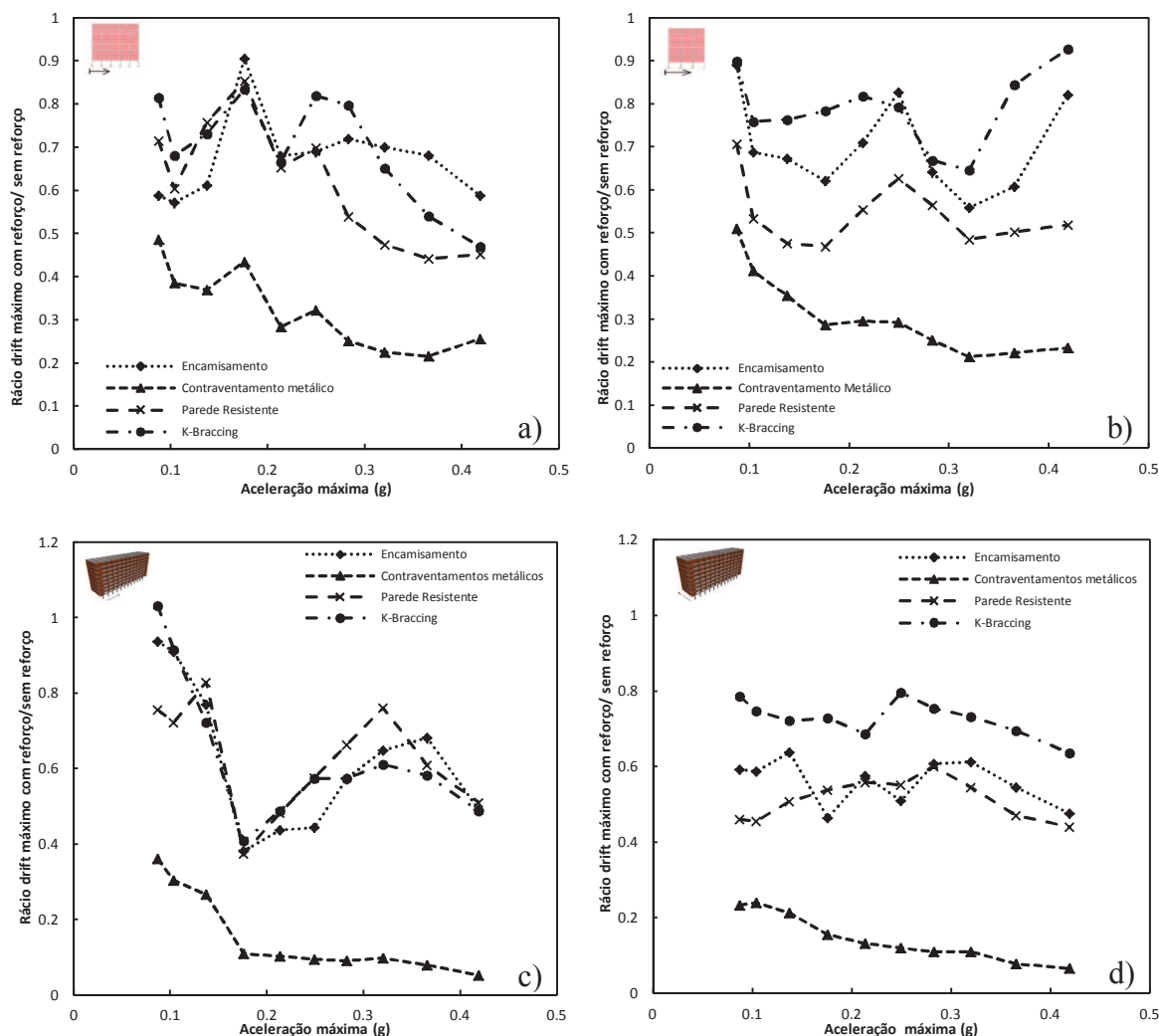


Figura 80 - Rácio entre *drift* máximo do piso 1 com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.

Em suma o reforço com contraventamentos metálicos destaca-se com uma capacidade de redução do *drift* máximo tanto maior quanto o período de retorno enquanto as técnicas de k-bracing e encamisamento de pilares são as técnicas com menor eficiência. Na Tabela 25 encontram-se os valores relativos ao rácio entre *drift* máximo com e sem solução de reforço para o período de retorno de referência.

Tabela 25 - Rácio entre *drift* máximo com e sem soluções de reforço.

Rácio drift máximo piso 1 com solução de reforço/ sem solução de reforço					
Edifício	Direção	Técnica de reforço			
		Encamisamento	Contraventamento metálico	Parede resistente	K-bracing
PT8	Longitudinal	0.68	0.22	0.44	0.54
	Transversal	0.61	0.22	0.50	0.84
Lisboa	Longitudinal	0.68	0.08	0.61	0.58
	Transversal	0.54	0.08	0.47	0.69

6.3.3.2 Envoltórios de *drifts* máximos

O perfil de *drifts* máximo (Figura 81) relativo às várias técnicas de reforço indica que apenas no edifício Lisboa através de contraventamentos metálicos foi eliminado o mecanismo de *soft-storey*. As restantes técnicas de reforço reduzem o *drift* máximo mas ainda assim este continua a ser muito superior ao dos restantes pisos.

No edifício PT8 (Figura 81 – a e b) nenhuma técnica de reforço eliminou o mecanismo, mas o *drift* máximo verificado sem reforço foi corrigido. Os *drifts* máximos dos restantes pisos também foram ligeiramente agravados como se pode ver na envolvente de *drifts* máximos.

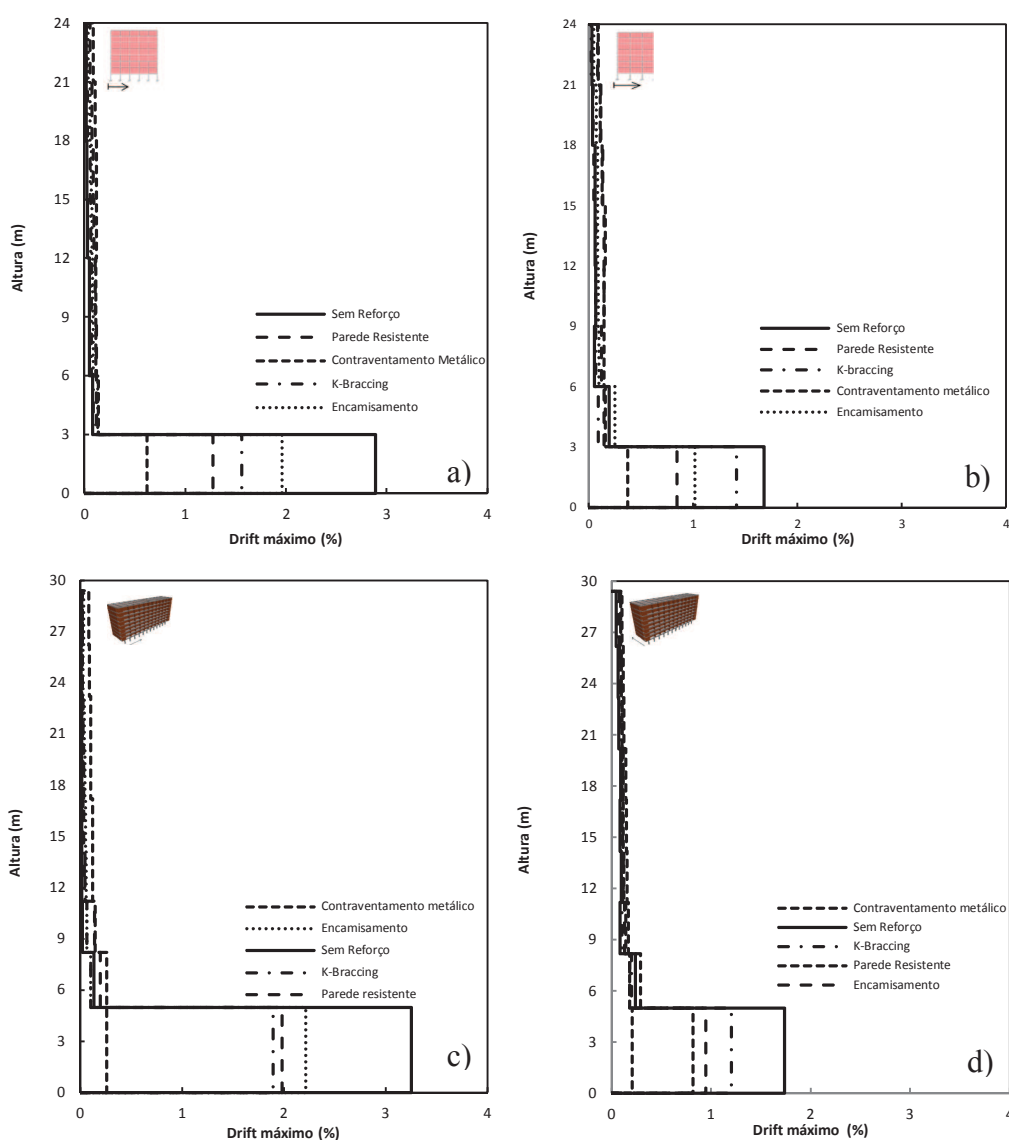


Figura 81 - Envoltório de *drifts* máximo com e sem soluções de reforço para um período de retorno de 2000 anos. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.

6.3.3.3 *Drifts* máximos dos pisos com paredes de alvenaria

No seguimento da análise do perfil de *drifts* máximos resultantes das análises dinâmicas realizadas aos edifícios com as várias técnicas de reforço verificou-se que existiu um ligeiro aumento do *drift* máximo verificado nos pisos com paredes de alvenaria. Este aumento de *drift* deve ser quantificado por forma a avaliar possíveis danos nas paredes de alvenaria existentes nos edifícios durante a ação sísmica.

A definição de estados limite para as paredes de alvenaria podem ser diretamente relacionados com os *drifts* que ocorrem durante uma ação sísmica nos pisos dos edifícios. Magenes e Panpanin [70] baseados no modelo da biela equivalente propõem valores de *drift* para o nível de dano correspondente a determinado estado limite.

As normas internacionais Fema 306 [71] e Fema 307 [72] fornecem valores limite de *drifts* entre pisos para edifícios com paredes de alvenaria. Estas afirmam que o *drift* limite depende do tipo de alvenaria sendo no caso de tijolos de alvenaria 1.5%. Nestes dois documentos pode-se encontrar também um valor de *drift* de 0.25% para o início da fissuração diagonal da parede de alvenaria. Outros autores recomendam valores de *drift* para o estado limite de serviço entre 0.2% e 0.5% dependendo do tipo de ligação da parede de alvenaria à estrutura. Valores de 0.2% são recomendados para paredes de alvenaria de tijolo confinado por estruturas de betão armado [73]. Na Figura 82 encontram-se os valores de *drift* das paredes de alvenaria adotados no presente trabalho para determinados estados limite.

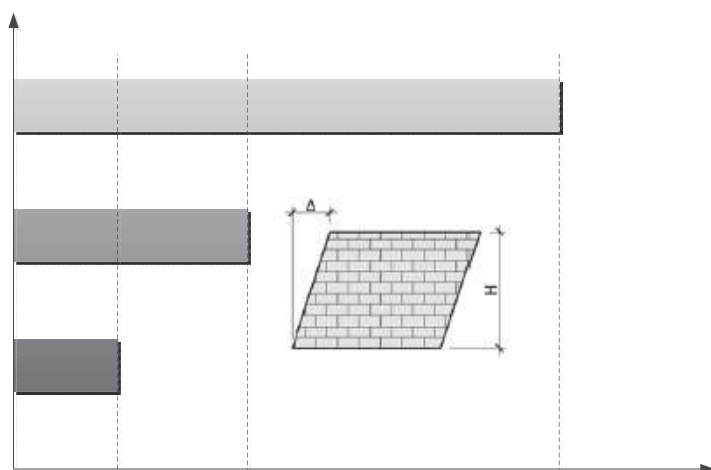


Figura 82 - *Drifts* de paredes de alvenaria para diferentes estados limite (adaptado de [74]).

Em ambos os edifícios com as várias técnicas de reforço o piso com paredes de alvenaria onde ocorre o *drift* máximo é o piso 2.

Na direção longitudinal do edifício PT8 (Figura 83 – a) nenhuma técnica de reforço originou um *drift* nos pisos com paredes de alvenaria que as pudesse danificar. Já na direção transversal (Figura 83 - b) a técnica de encamisamento de pilares originou um *drift* máximo no piso 2 que deu origem à fissuração diagonal das paredes diagonais para os períodos de retorno de 2000 e 3000 anos. No entanto este dano é reduzido pois o *drift* máximo verificado nesse piso é praticamente igual ao valor limite para o início da fissuração diagonal.

Na direção longitudinal do edifício Lisboa (Figura 83 – c) e na direção transversal (Figura 83 – d) a técnica de reforço através de contraventamentos metálicos origina um *drift* máximo no piso 2 que origina a fissuração diagonal para os períodos de retorno de 2000 e 3000 anos. As técnicas de reforço de adição de paredes resistente e encamisamento de pilares também originam valores de *drifts* máximos muito próximos dos valores limite na direção longitudinal e transversal respetivamente.

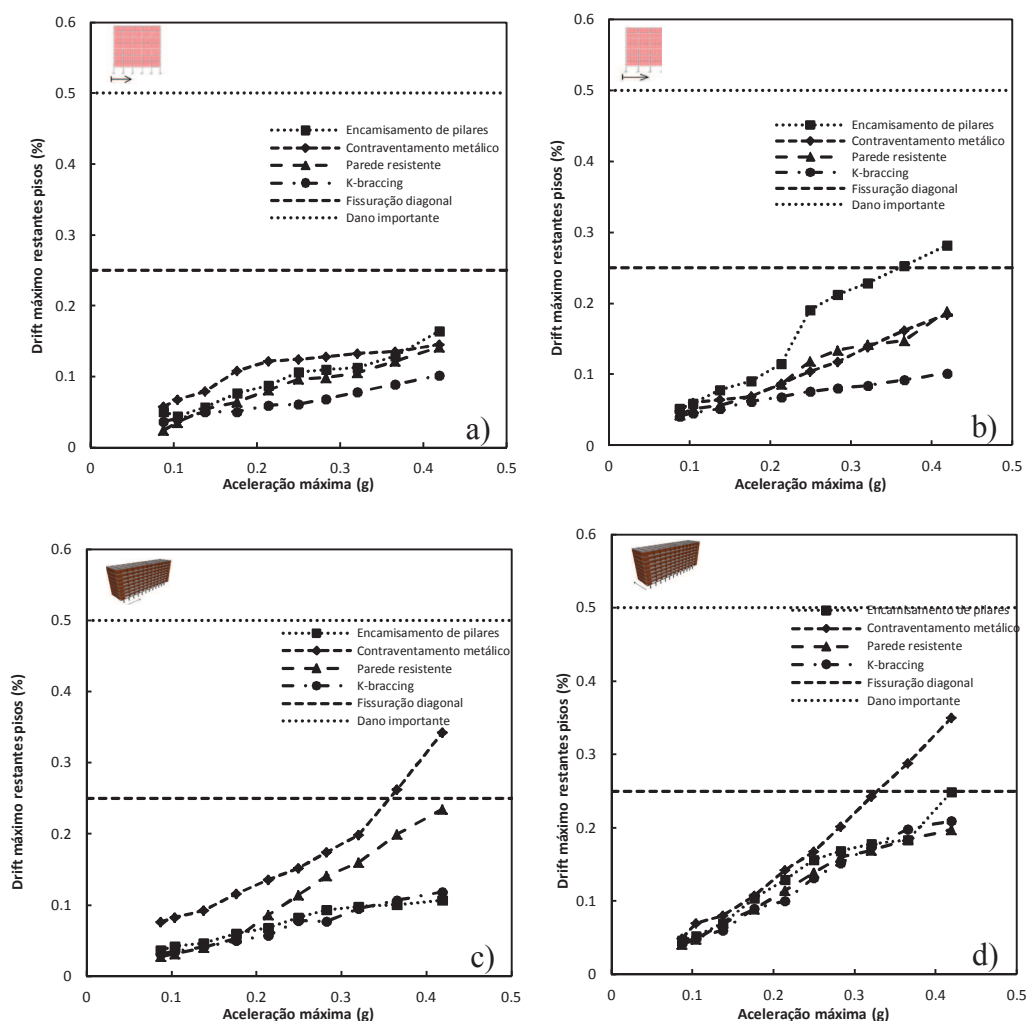
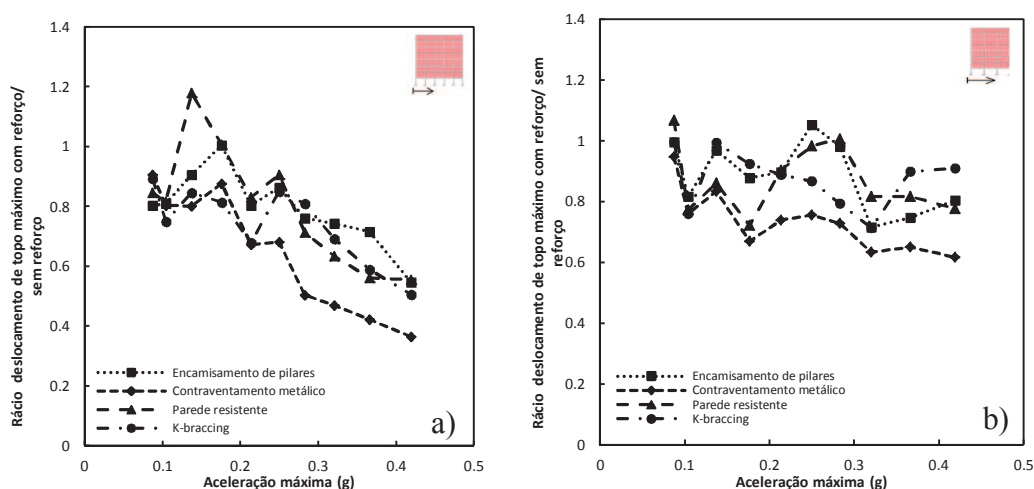


Figura 83 - *Drift* máximo verificado nos pisos com paredes de alvenaria dos edifícios com as soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.

6.3.3.4 Deslocamento de topo máximo

Na direção longitudinal do edifício PT8 (Figura 84 – a) a eficiência das várias técnicas de reforço é tanto maior quanto o período de retorno. A técnica de reforço de contraventamentos metálicos foi a que mais reduziu o deslocamento de topo máximo enquanto as técnicas de adição de paredes resistentes e a de encamisamento de pilares foram as técnicas que menos reduziram o deslocamento máximo de topo original para períodos de retorno menores e maiores respetivamente. Na direção transversal (Figura 84 – b) a eficiência das várias técnicas de reforço na redução do deslocamento de topo é menor. Os períodos de retorno em que as técnicas de reforço mais reduzem o deslocamento de topo são 100, 300, 1370 e 3000 anos. A técnica que mais reduz o deslocamento de topo máximo da estrutura sem reforço é a de contraventamento metálico sendo as restantes de período de retorno para período de retorno as menos eficientes alternadamente.

No edifício Lisboa a técnica de reforço de contraventamento metálico é claramente a que mais reduz o deslocamento de topo máximo da estrutura original nas duas direções. Na direção longitudinal (Figura 84 – c) existe um pico onde existe maior redução do deslocamento máximo de topo que ocorre para o período de retorno de 300 anos. As técnicas com menor eficiência nesta direção são as de encamisamento de pilares e de adição de paredes resistentes. Na direção transversal (Figura 84 – d) existe uma redução do deslocamento de topo máximo por parte das técnicas de reforço tanto maior quanto for o período de retorno. A técnica de reforço nesta direção de k-bracing é a que menos eficaz na redução do deslocamento de topo máximo.



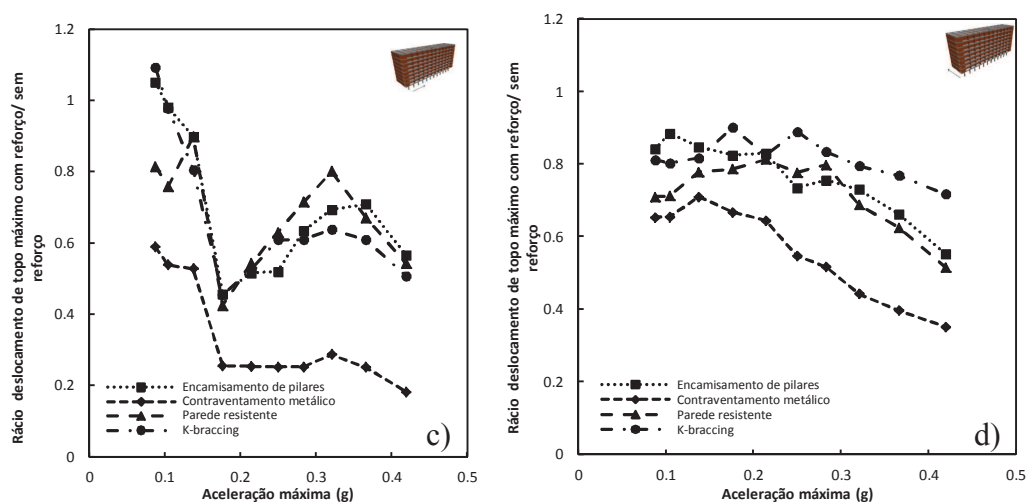


Figura 84 - Rácio entre deslocamento de topo máximo com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.

Na Tabela 26 encontram-se os valores do rácio entre a redução do deslocamento de topo máximo relativos a cada edifício com e sem solução de reforço para o período de retorno de referência.

Tabela 26 - Rácio entre deslocamento de topo máximo com e sem soluções de reforço.

Rácio deslocamento de topo máximo com solução de reforço/ sem solução de reforço					
Edifício	Direção	Técnica de reforço			
		Encamisamento	Contraventamento metálico	Parede resistente	K-bracing
PT8	Longitudinal	0.72	0.42	0.56	0.59
	Transversal	0.75	0.65	0.82	0.90
Lisboa	Longitudinal	0.71	0.25	0.67	0.61
	Transversal	0.66	0.40	0.63	0.77

6.3.3.5 Corte basal máximo

O corte basal máximo dos edifícios com as respetivas técnicas de reforço aumentou consideravelmente em relação à estrutura original. De facto o corte basal máximo é tanto maior quanto o período de retorno.

O edifício PT8 na sua direção longitudinal (Figura 85 – a) tem na técnica de k-bracing o menor aumento do valor do corte basal máximo e na adição de paredes resistentes o maior aumento, nomeadamente 1.39 vezes e 2.61 vezes superior ao valor verificado na estrutura original respetivamente para o período de retorno de referência. Na direção transversal (Figura 85 – b) é o contraventamento metálico a técnica que aumenta mais o corte basal

Capítulo 6

máximo e o k-bracing a que menos aumenta com esse valor a ser 2.65 e 1.14 vezes superior ao verificado na estrutura original respetivamente para o período de retorno de referência.

No edifício Lisboa (Figura 85 – c e d) em ambas as direções o contraventamento metálico é a técnica de reforço que mais aumenta o valor do corte basal máximo da estrutura original e o k-bracing o que menos aumenta. É interessante verificar que a segunda técnica que mais aumenta o valor do corte basal máximo é a de encamisamento de pilares ao contrário do PT8 onde era a adição de paredes resistentes.

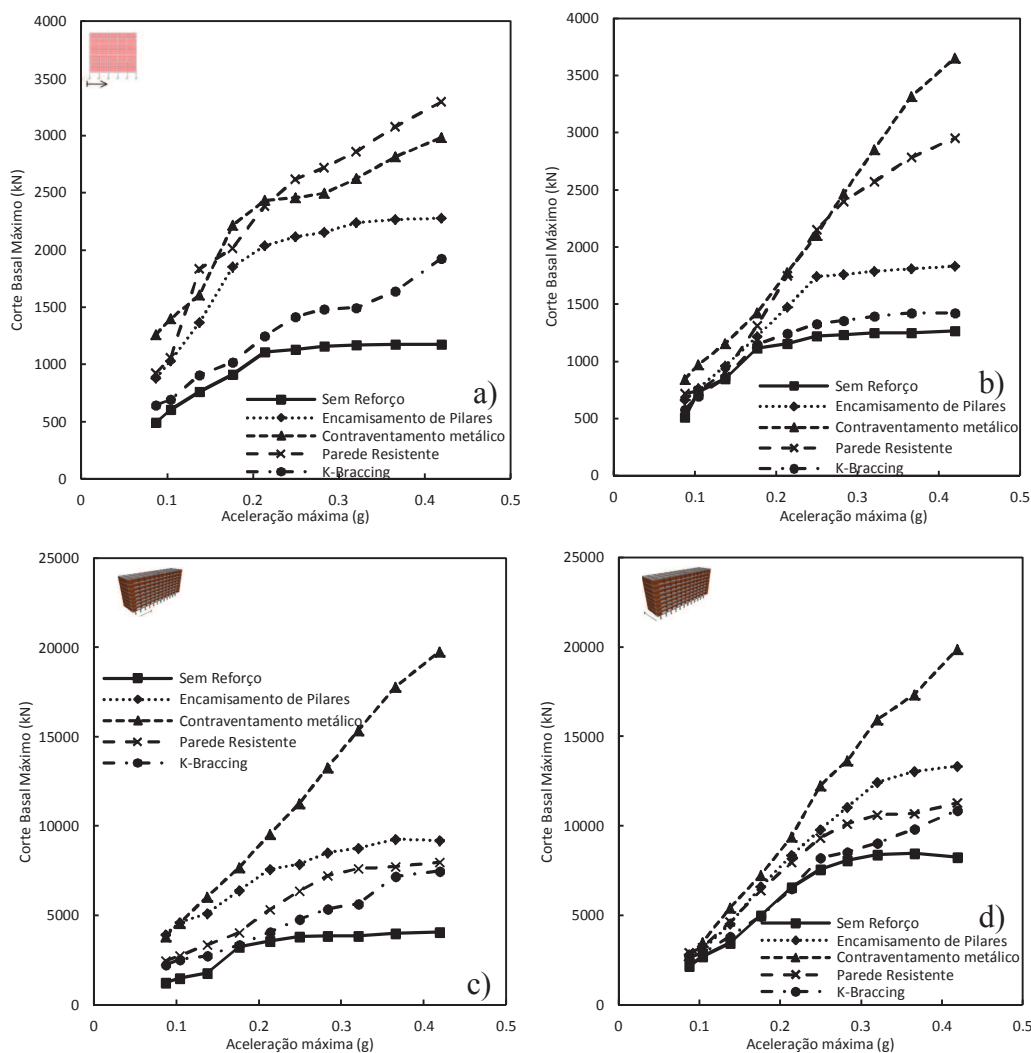


Figura 85 - Corte basal máximo com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.

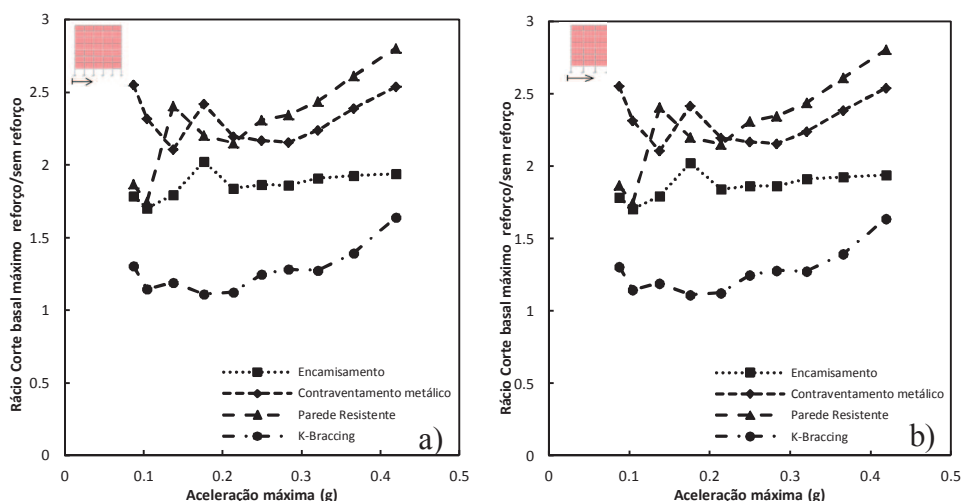
Na Tabela 27 encontram-se os valores relativos ao rácio entre o corte basal máximo de cada edifício com e sem solução de reforço

Tabela 27 - Rácio entre o corte basal máximo com e sem soluções de reforço.

Edifício	Direção	Rácio corte basal máximo com solução de reforço/ sem solução de reforço			
		Técnica de reforço			
		Encamisamento	Contraventamento metálico	Parede resistente	K-bracing
PT8	Longitudinal	1.93	2.39	2.61	1.39
	Transversal	1.45	2.65	2.22	1.14
Lisboa	Longitudinal	2.31	4.43	1.92	1.79
	Transversal	1.54	2.05	1.26	1.16

O corte basal máximo de ambos os edifícios com as várias técnicas de reforço aumenta consideravelmente em relação ao original. É interessante agora analisar de que forma é que esse aumento varia com o período de retorno. Desta forma a figura 86 é elucidativa e demonstra que no edifício PT8 (Figura 86 – a e b) esse aumento é constante ou seja apenas a técnica de reforço de k-bracing tem um aumento de corte basal máximo gradual com a evolução do período de retorno.

No edifício Lisboa é na sua direção longitudinal (Figura 86 – c) que existe uma quebra do aumento do corte basal máximo no período de retorno de 300 anos e que de resto também se verifica o aumento constante do corte basal máximo. O aumento do corte basal máximo na direção longitudinal com a técnica de contraventamento metálico é muito superior à verificada na direção transversal (Figura 86 – d).



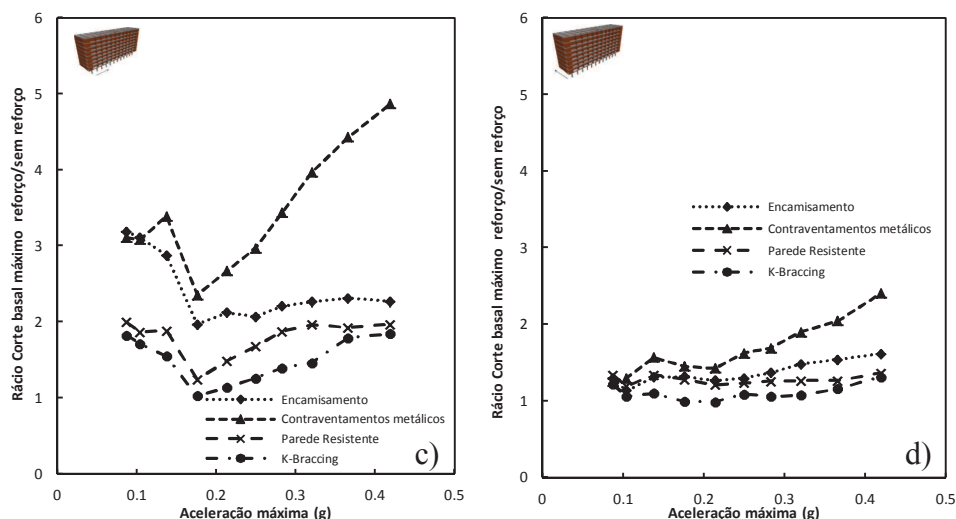


Figura 86 - Rácio entre corte basal máximo com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.

6.3.3.4 Energia dissipada total

Ambos os edifícios com as várias técnicas de reforço implementadas viram a sua capacidade de dissipação de energia aumentada em relação à capacidade inicial. No edifício PT8 mais uma vez que existe uma maior capacidade de dissipação de energia na direção longitudinal (Figura 87 – a). Nesta direção para períodos de retorno até 300 anos todas as técnicas de reforço aumentam da mesma forma o valor da energia dissipada, e após este período de retorno a solução através da adição de paredes resistentes e a de contraventamentos metálicos aumentam para valores de 1.94 e 1.82 vezes superiores ao valor verificado originalmente respetivamente para o período de retorno de referência. Na direção transversal (Figura 87 – b) são as técnicas de reforço através de adição de paredes resistentes e encamisamento de pilares que se revelam como as mais eficientes no aumento da capacidade de dissipação de energia com um aumento de 1.54 e 1.39 vezes superiores ao valor verificado no edifício original. É interessante verificar que nesta direção a técnica de reforço através de contraventamentos metálicos reduziu a capacidade de dissipação do edifício para 87% da sua capacidade original.

No edifício Lisboa a técnica de reforço através de contraventamentos metálicos é claramente a que se dissipa mais energia em ambas as direções. Na sua direção longitudinal (Figura 87 – c) a técnica de reforço através de contraventamentos metálicos possui um comportamento totalmente diferente das restantes técnicas. Enquanto todas demonstram que a capacidade de dissipação de energia é semelhante à da estrutura original até ao período de retorno de 3000 anos, onde se verifica apenas aqui um aumento considerável comparado com

o valor original de dissipação de energia, a capacidade de dissipação de energia resultante dos contraventamentos metálicos a partir do período de retorno de 300 anos é sempre superior à da estrutura original nomeadamente com um aumento para valores cerca de 1.95 vezes superiores ao valor verificado no edifício original para o período de retorno de referência. Na direção transversal (Figura 87 – d) verifica-se que a técnica menos efetiva de dissipação de energia é a adição de paredes resistentes com um aumento do valor para apenas 1.02 vezes superior ao valor verificado na estrutura original em contraste com a técnica de reforço através de contraventamentos metálicos que é a mais eficiente com um aumento desse valor em 2.42 vezes.

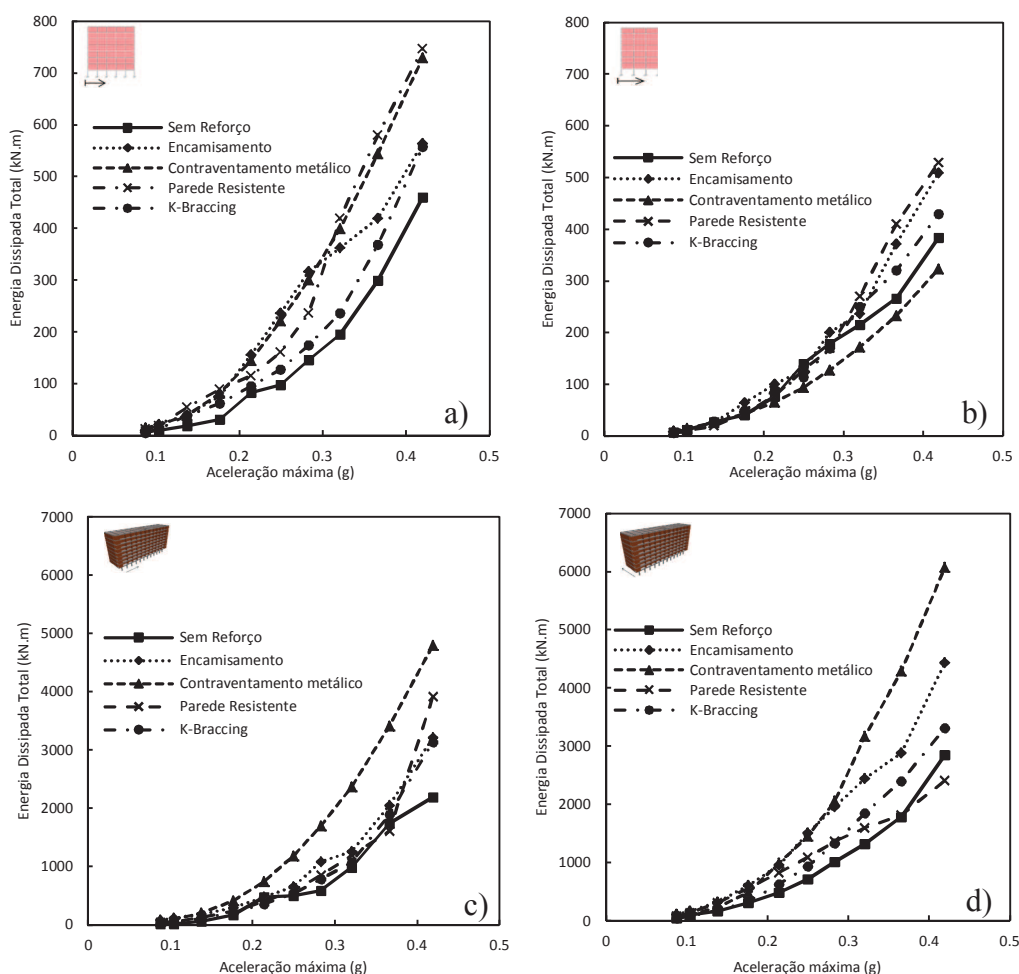


Figura 87 - Energia dissipada total com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.

Na Tabela 28 encontram-se os valores relativos ao rácio entre dissipação de energia com e sem soluções de reforço para o período de retorno de referência.

Tabela 28 - Rácio entre dissipação de energia com e soluções de reforço.

Rácio energia dissipada total com solução de reforço/ sem solução de reforço					
Edifício	Direção	Técnica de reforço			
		Encamisamento	Contraventamento metálico	Parede resistente	K-bracing
PT8	Longitudinal	1.40	1.82	1.94	1.23
	Transversal	1.39	0.87	1.54	1.20
Lisboa	Longitudinal	1.18	1.95	0.93	1.09
	Transversal	1.62	2.42	1.02	1.35

Quantificado o aumento da dissipação de energia de cada edifício com as respetivas técnicas de reforço é interessante também analisar a sua eficiência em face do período de retorno analisado.

Na Figura 88 pode-se verificar de que forma é que varia a energia dissipada dos dois edifícios com as respetivas técnicas de reforço em função do período de retorno.

Na direção longitudinal do edifício PT8 (Figura 88 – a) as várias técnicas de reforço têm um pico de aumento da energia dissipada para o período de retorno de 300 anos depois com uma diminuição desse aumento para 475 anos e um ligeiro decréscimo nos períodos de retorno restantes. Na direção transversal (Figura 88 – b) esse aumento é constante sendo os períodos de retorno de 300 e 2000 anos os períodos em que ocorreu o maior aumento do valor da energia dissipada.

No edifício Lisboa as várias técnicas de reforço têm um maior aumento da energia dissipada para períodos de retorno menor na direção longitudinal (Figura 88 – c). Nesta direção é a técnica de encamisamento de pilares que dissipa mais energia que os contraventamentos metálicos. O período de retorno de 975 anos também é onde se verifica novo máximo de dissipação da energia por parte das técnicas de reforço. Na direção transversal (Figura 88 – d) o aumento da dissipação da energia por parte das técnicas de reforço é praticamente constante para todos os períodos de retorno.

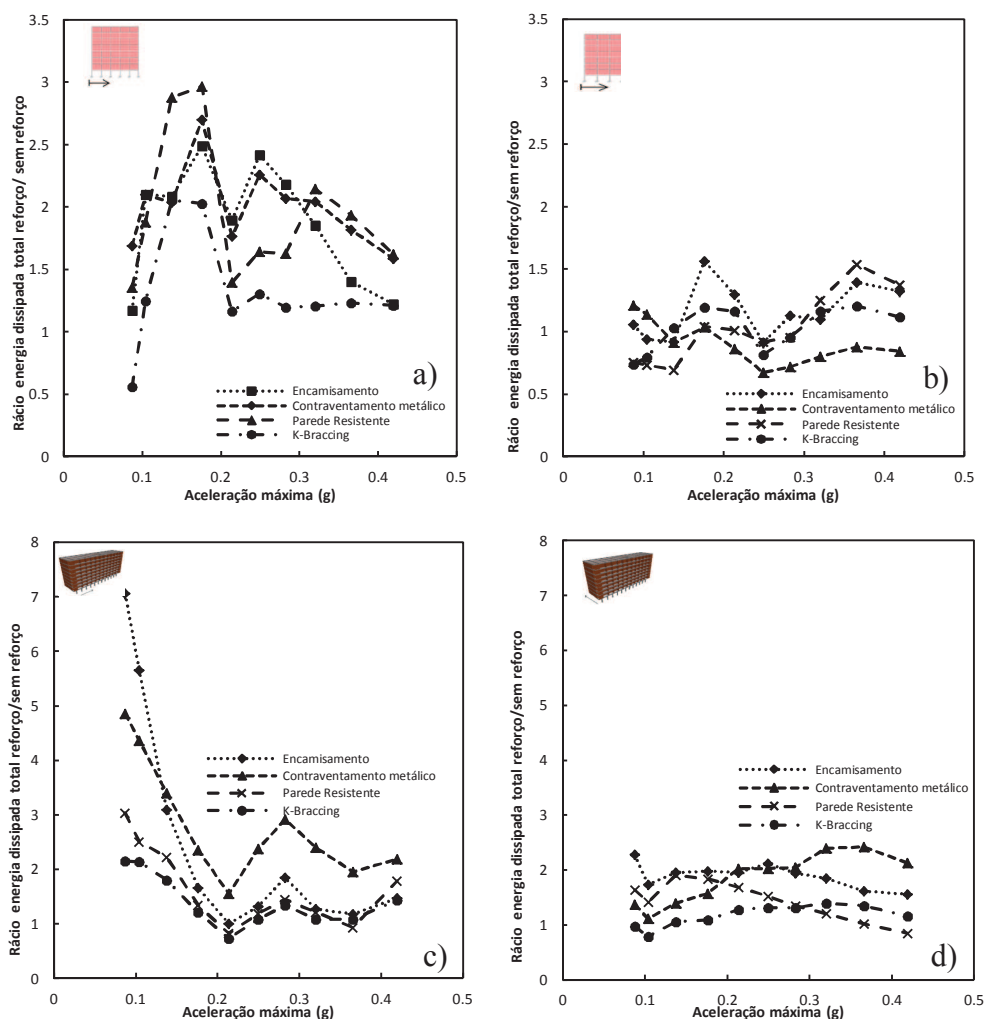


Figura 88 - Rácio entre energia dissipada com e sem soluções de reforço. Edifício PT8 a) Direção longitudinal b) Direção transversal. Edifício Lisboa a) Direção longitudinal b) Direção transversal.

6.4 Conclusão

Ao longo deste capítulo foi avaliada a eficiência de várias técnicas de reforço implementadas em edifícios com um comportamento sísmico dominado por *soft-storey*. As técnicas de reforço implementadas foram o encamisamento de pilares, adição de paredes resistentes, contraventamentos metálicos com e sem dissipadores de energia. O objetivo do reforço realizado foi um reforço em rigidez dos edifícios por forma a eliminar a irregularidade verificada.

As várias técnicas de reforço introduziram nos edifícios um acréscimo de rigidez inicial e uma maior capacidade resistente, comprovado pelas suas curvas de capacidade. A técnica de reforço com contraventamentos metálicos foi a técnica que introduziu maior rigidez inicial e resistência a ambos os edifícios enquanto a técnica de k-bracing foi a que introduziu menos.

No edifício PT8 nenhuma técnica de reforço conseguiu eliminar o mecanismo de *soft-storey* sendo este apenas corrigido através da redução do *drift* máximo registado no piso vulnerável. No edifício Lisboa a técnica de reforço com contraventamentos metálicos foi a única a eliminar o mecanismo.

A técnica de reforço com maior eficiência na redução do *drift* máximo é a de contraventamentos metálicos em ambos os edifícios, sendo as técnicas de encamisamento de pilares e de k-bracing as de menor eficiência. Através da análise do rácio entre *drift* máximo das soluções com reforço e sem reforço observou-se que este era menor para períodos de retorno maiores. No entanto esta tendência não é linear pois para sismos intermédios o valor do rácio é superior relativamente ao do menor período de retorno.

O reforço dos edifícios aumentou ligeiramente o *drift* máximo dos pisos com paredes de alvenaria não impondo dano nas alvenarias. Apenas o reforço com contraventamentos metálicos instalou danos nos pisos superiores com fissuração diagonal nas paredes de alvenaria.

As forças de corte basal aumentaram consideravelmente com a maioria das técnicas de reforço. Um aumento de 2 vezes ou mais do valor verificado no edifício original foi registado para as técnicas de reforço de contraventamentos metálicos e adição de paredes resistentes. O aumento do corte basal devido ao reforço com encamisamento de pilares foi ligeiramente inferior ainda assim implicaria o reforço das fundações dos edifícios. A técnica de reforço através de k-bracing foi a que menos aumentou o valor do corte basal verificando-se assim que o reforço através desta técnica poderia não implicar o reforço das fundações dos edifícios.

O edifício PT8 registou o maior aumento de capacidade de dissipação de energia com a adição de paredes resistentes. Existiram algumas situações em que as técnicas de reforço reduziram a capacidade de dissipação de energia original do edifício, nomeadamente a técnica de reforço com contraventamentos metálicos na direção transversal. No edifício Lisboa foi a técnica de reforço com contraventamentos metálicos que mais aumentou a capacidade de dissipação de energia. Em ambos os edifícios verificou-se que a capacidade de dissipação de energia foi maior nas direções longitudinais e para menores solicitações sísmicas.

Capítulo 7

Conclusão e trabalhos futuros

7.1 Introdução

Neste capítulo serão apresentadas os aspetos mais importantes a salientar do trabalho realizado assim como algumas conclusões que se retiraram. No fim serão propostas algumas propostas para possíveis trabalhos futuros de forma a darem seguimento a este trabalho.

7.2 Considerações finais

Este trabalho teve como objetivo avaliar soluções de reforço para edifícios com o rés-do-chão vazado quando sujeitos a ações sísmicas.

Foram analisados os danos que uma ação sísmica pode causar nas estruturas de betão armado e em particular os danos que ocorrem nos edifícios com paredes de alvenaria. Assim foi introduzida a temática do problema estudado neste trabalho, o mecanismo de *soft-storey*. Foram apontadas os fatores que desencadeiam este mecanismo nomeadamente a irregularidade em altura dos elementos resistentes e não resistentes.

Foram estudados dois edifícios: um projetado pelo LNEC no âmbito de uma investigação realizada na área do dimensionamento sísmico e um outro edifício existente em Lisboa construído na década de 50. Ao edifício PT8 foram adicionadas paredes de alvenaria por forma a possuir apenas o piso térreo vazado enquanto no edifício Lisboa foram consideradas as paredes de alvenaria existentes.

Foi avaliada a vulnerabilidade de cada edifício através da realização de análises não lineares estáticas e dinâmicas. Esta avaliação foi realizada com e sem a presença das paredes

de alvenaria para assim verificar de que maneira a sua presença modificou as características e a resposta estrutural de cada edifício. Compararam-se as frequências fundamentais, curvas de capacidade, perfis de drift e de deslocamento.

As frequências dos edifícios com a presença das paredes de alvenaria são 2 a 4 vezes superiores às dos modelos sem paredes de alvenaria modificando igualmente os seus modos de vibração.

Os edifícios com rés-do-chão vazado têm um comportamento típico de *soft-storey* sendo o piso 1 o mais vulnerável. Sem paredes de alvenaria verifica-se que o piso mais vulnerável é diferente do verificado com paredes de alvenaria, e este deve – se a irregularidades dos elementos estruturais nomeadamente da variação da secção dos pilares. Observou-se que a presença das paredes de alvenaria confere à estrutura cerca de 6 a 10 vezes mais rigidez inicial do que quando sem paredes alvenaria mas por outro lado também se verifica que o deslocamento de cedência se reduz para cerca de 15% do seu valor inicial.

A avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios através das análises dinâmicas permitiu verificar que a direção mais vulnerável de ambos era a longitudinal face às disposições dos pilares e que o *drift* máximo acontecia sempre no piso vazado. O deslocamento de topo máximo era superior na direção longitudinal mas o corte basal máximo e a energia dissipada total já era maior na direção transversal de ambos os edifícios. Avaliada a vulnerabilidade sísmica foram implementadas várias técnicas de reforço em ambos os edifícios por forma a corrigir/eliminar o mecanismo de *soft storey*.

A técnica de reforço que mais rigidez inicial e resistência conferiu aos edifícios foi a de contraventamentos metálicos e a menor a de k-bracing.

Apenas a técnica de contraventamentos metálicos no edifício Lisboa conseguiu eliminar o mecanismo de *soft-storey*. Nenhuma outra técnica em ambos os edifícios eliminou este mecanismo apesar da rigidez introduzida ser superior à rigidez necessária para eliminar a irregularidade verificada.

A solução de reforço com contraventamentos metálicos foi a solução de reforço com melhor eficiência na redução do *drift* máximo mas por outro lado foi a que mais agravou os *drifts* nos restantes pisos com paredes de alvenaria em ambos os edifícios. Os danos provocados nas paredes de alvenaria foram reduzidos, apenas fissuração diagonal.

A análise dos rácios entre edifícios com e sem soluções de reforço foi uma excelente forma de verificar a maior ou menor eficiência das várias técnicas adotadas ao longo dos vários períodos de retorno.

A técnica de reforço com k-bracing foi a que menos aumentou o corte basal dos edifícios verificando-se que poderá não ser necessário o reforço das suas fundações. Para as restantes técnicas de reforço o corte basal foi quase sempre mais do dobro do verificado no edifício original.

O edifício PT8 registou o maior aumento de capacidade de dissipação de energia com a adição de paredes resistentes enquanto no edifício Lisboa foi o edifício Lisboa foi a técnica de contraventamentos metálicos. Em ambos os edifícios observou-se que a capacidade de dissipação de energia foi maior nas direções longitudinais e para menores solicitações sísmicas.

7.4 Trabalhos futuros

No seguimento da realização deste trabalho são apresentados as propostas com maior interesse para a sua realização no futuro:

- Utilização em edifícios com este tipo de mecanismo o isolamento de base;
- Avaliação económica de intervenções de reforço num edifício com irregularidade em altura e fazer um estudo custo-eficiência associada a cada técnica de reforço;
- Realização de ensaios experimentais que permitam analisar de que forma a variação do tipo de reforço de um pórtico com piso vazado agrava os drifts máximos e danos nas paredes de alvenaria validando assim o presente trabalho realizado numericamente;
- Realização de ensaios experimentais em pilares e comparar os esforços a que estão sujeitos com e sem soluções de reforço;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] O. A. Kazuhiko Kaw Ashima, Takayoshi Aoki, Ichizo Kishimoto, Kazuo Konogai, Tomoya Matsui, Joji Sakuta, Noriyuki Takahashi, Sven-Peter Teodori & Atsushi Yashim, "Reconnaissance Investigation on the Damage of the 2009 L'Aquila, Central Italy Earthquake " *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 14, pp. 817-841, 2010.
- [2] H. D. G. D. Ehrlich, K. Molch, J.W. Ma & M. Pesaresi, "Identifying damage caused by the 2008 Wenchuan earthquake from VHR remote sensing data," *International Journal of Digital Earth*, vol. 2:4, pp. 309-326, 2009.
- [3] K. S. H. M. Paula Dunbar, "Do the 2010 Haiti and Chile earthquakes and tsunam indicate increasing trends?," *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, vol. 1:2, pp. 95-114, 2010.
- [4] A. C. X. Romão, E. Paupério, R. Vicente, A. Costa, "Field observations and interpretation of the structural performance of construction after the 11 May 2011 Lorca earthquake," *Engineering Failure Analysis*, 2011.
- [5] H. R. João Fonseca, Humberto Varum, Aníbal Costa, Ana Tostões, "Restauro ou Conservação No Reforço Sísmico da Unidade Tipo A da Avenida Infante Santo," presented at the CINPAR 2008 - 4th International Conference on Structural Defects and Repair, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, 2008.
- [6] G. O. a. M. Marletta, "Seismic retrofitting of reinforced concrete buildings using traditional and innovative techniques," *ISET Journal of Earthquake Technology* vol. 42, pp. 21-46, 2005.
- [7] H. Varum, "Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes," PhD Thesis, Secção Autónoma de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil, 2003.
- [8] B. U. Departement of Earthquake Engineering, ed. <http://fotogaleri.ntvmsnbc.com/vanda-siddetli-deprem.html?position=247>, 2011.
- [9] A. Costa, "Apontamentos de Dinâmica das Estruturas," ed, 2009.
- [10] A. Costa, "Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas," Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 1993.
- [11] *Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos*, 1958.
- [12] M. Pipa, "Evolução da Regulamentação de Estruturas em Portugal," 2006.

Referências bibliográficas

- [13] *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Dec. Lei 211/86, 1983.
- [14] *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*, 2010.
- [15] *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-3: Stranghtening and repair of buildings - European prEN 1998-1-3*, E. C. f. Standardization, 2005.
- [16] A. Costa, "Análise Sísmica de Estruturas Irregulares," Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 1989.
- [17] A. C. H. Varum, A. Pinto, "Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão Armado," presented at the 2º Seminário - A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação, 2005.
- [18] J. Fonseca, "Forma e Estrutura no Bloco de Habitação, Património Moderno em Portugal," Dissertação de Mestrado, Faculdade de Arquitetura, Universidade do Porto, 2005.
- [19] V. V. Bertero, "Imperial County Services Building," ed, 1979, p. NORTH AMERICA/Imperial County/United States/El Centro/California
- [20] M. D. P. Fafjar, "Soft Storey Effects in Uniformly Infilled Reinforced Concrete Frames," *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 1-12, 28 January 2000 2001.
- [21] P. R. a. G. V. G. Manfredi, "Influence of Infill Panels and their Distribution on Seismic Behavior of Existing Reinforced Concrete Buildings," *The Open Construction and Building Technology Journal*, vol. 6, pp. 236-253, 2012.
- [22] C. V. R. Murty, "Learning earthquake design and construction 21. Why are open-ground storey buildings vulnerable in earthquakes?," *Resonance*, vol. 10, pp. 84-87, 2005.
- [23] P. G. Papadopoulos, "Simple analysis of RC frames with soft first story," presented at the Tenth world conference on earthquake engineering, Balkema, Rotterdam, 1992.
- [24] P. K. Robin Davis, Devdas Menon, A. Meher Prasad, "Effect of Infill Stiffness on Seismic Performance of Multi-Storey RC Framed Buildings in India," presented at the 13ª World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver,B.C., Canadar, 2004.
- [25] F. A. D. a. S. B. B.-A. Hossein Alinouri "Effect of soft-storey mechanism caused by infill elimination on displacement demand in nonlinear static procedure using coefficient method," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2012.

- [26] H. Rodrigues, "Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Edifícios," Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 2005.
- [27] C. Bhautt, "Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 - Análises Lineares e Não Lineares," Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2007.
- [28] H. Varum, "Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas de Betão Armado," presented at the II Jornadas sobre "Avaliação e Reabilitação das Construções Existentes, 2008.
- [29] H. V. Catarina Fernandes, Aníbal Costa, "Concrete-Steel bond characterization of RC structural elements built with smooth plain reinforcement bars," presented at the 2nd Symposium on Connections between Steel and Concrete, Stuttgart, Germany, 2007.
- [30] H. Binici, "Bingol-Karlioiva earthquakes and the damages caused by the material quality and low workmanship in the recent esrthquakes," *Engineering Failure Analysis*, vol. 14, pp. 233-238, 2007.
- [31] X. C. A. Benavent-Climent, J.M. Vico, "Interior wide beam-column connections inexisting RC frames subjected to lateral earthquake loading," *Bull Earthquake Eng*, vol. 8, pp. 401-420, 2009.
- [32] H. V. H. Rodrigues , A. Costa, "A non-linear masonry infill macro-model to represent the global behaviour of buildings under cyclic loading," *International Journal of Mechanics and Materials in Design* vol. 4, pp. 123-135, 2008.
- [33] I. P. G. Panagiotis G. Asteris, and Christis Z. Chrysostomou, "Modeling of Infilled Frames With Openings," *The Open Construction and Building Technology Journal*, vol. 6, pp. 81-91, 2012.
- [34] H. B. O. Mehmet Inel, Erdal Akyol, "Observations on the building damages after 19 May 2011 Simav (Turkey) earthquake," *Bull Earthquake Eng*, pp. 255-283, 2013.
- [35] A. A. N. N. Aníbal Costa. (2012) Seismic analysis of a building block. *Bull Earthquake Eng*. 235-267.
- [36] H. Sezen, " Drift, soft story," ed, 1999, pp. Izmit, Turkey earthquake, Aug. 17, 1999 Magnitude: 7.4
- [37] A. F. Costa, M.A.; Oliveira, C.S, "O grande sismo de Sichuan: Impactos e lições para o futuro. ," presented at the 8º congresso Nacional de engenharia Sísmica Aveiro, Portugal, 2010.

Referências bibliográficas

- [38] J. Mílheiro, "Estudo Numérico da Influência de Painéis de Enchimento de Alvenaria de Tijolo no Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas Existentes de Betão Armado " Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2006.
- [39] Z. Y. Zang Cuiqiang, Zhou Deyuan, Lu Xilin, "Study on the effect of the infill walls on the seismic performance of a reinforced concrete frame," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 10, pp. 507-517, 2011.
- [40] F. d. L. Gerardo M. Verderame, Paolo Ricci, Gaetano Manfredi. (2010) Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake.
- [41] C. APICER, *Manual de Alvenaria de Tijolo*, 2007.
- [42] F. J. Crisafulli, "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infill," Dissertação de Mestrado, University of Canterbury 1997.
- [43] C. B. E. Smyrou , S. Antoniou , R. Pinho , F. Crisafulli, "Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames," *Bull Earthquake Eng*, 11 April 2011 2011.
- [44] C. B. Eleni Smyrou, Rui Pinho, "Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Infilled RC Frames," Dissertação de mestrado, Rhose School, Università degli Studi di Pavia, 2006.
- [45] A. C. Crisafulli, Robert Park. (2000) Analytical Modelling of Infilled Frame Structures - a General Review. *Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering*.
- [46] C. B.-U. Eleni Smyrou, S. Antoniou, Rui Pinho, Helen Crowley "Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Pseudo-Dynamic Analysis of Infilled RC Frames " presented at the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, 2006.
- [47] E. C. Eduardo Coelho, *Dimensionamento dos Elementos Estruturais de 4 Edifícios Segundo a Nova Regulamentação* vol. III, 1984.
- [48] L. Korzilius, "Vers une architecture and Villa Savoye - A comparison of treatise and building," ed, 1999.
- [49] E. Darling, *Le Corbusier*, 2000.
- [50] E. C. Eduardo Coelho, *Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios Segundo a Nova Regulamentação - Análise Estrutural de um Conjunto de 22 Edifícios* vol. II, 1984.

-
- [51] Seismosoft. (2011). *SEISMOSTRUCT*. Available: <http://www.seismosoft.com/en/HomePage.aspx>
 - [52] M. Marques, "Avaliação Probabilística da Segurança Sísmica de Edifícios," Phd Thesis, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 2011.
 - [53] M. Mota, "Aplicação e Comparação de Métodos "Pushover" de Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios," Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.
 - [54] S. A. R. Pinho, "Advantages and Limitations of Adaptative and Non-adaptative Force-based Pushover Procedures," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 8:4, pp. 497-522, 2004.
 - [55] S. A. R. Pinho, "Development and Verification of a Displacement-Based Adaptative Pushover Procedure," *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 643-661, 2004.
 - [56] P. M. J. N. Mander J.B., Park R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, 1988.
 - [57] H. Rodrigues, "Comportamento sísmico biaxial de pilares de betão armado," Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2012.
 - [58] "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, F. E. M. Agency, 2000.
 - [59] A. S. E. G E Thermou, "Seismic retrofit schemes for RC structures and local-global consequences," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 8, pp. 1-15, 2006.
 - [60] H. Varum. (2008) Reforço Sísmico. *Arte&Construção*.
 - [61] J. A. Augusto Gomes. (1997) Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*.
 - [62] F. B. E S Júlio, V D Silva, "Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing," *Prog. Surtcu. Engng Mater.*, vol. 5, pp. 29-37, 2003.
 - [63] *Eucode 2: "Design of concrete structure, part 1-1: general rules and rules for buildings" European Standard EN 1992-1-1.*, E. C. f. Standardization, 2004.
 - [64] A. S. Michael N. Fardis, Elias Strepelias, "RC buildings retrofitted by converting frame bays into RC walls," *Springer* 2013.
 - [65] W. G. Godden, " Retrofit of soft story, multi-story building, San Francisco," ed, p. San Francisco/NORTH AMERICA/California/United States.

Referências bibliográficas

- [66] Y. S. Ratnesh Kumar, Rajesh Deoliya, "Review of Retrofitting Techniques for Masonry Infilled RC Frame Buildings," presented at the Trends and Challenges in Structural Engineering and Construction Technologies, India, 2009.
- [67] *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço*, 2010.
- [68] M. D. Cengizhan Durucan, "Analytical study on seismic retrofitting of reinforced concrete buildings using steel braces with shear link," *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 2995-3010, 2010.
- [69] F. T.-D. H. Varum, P. Marques, A.V. Pinto, A. Q- Bhatti, "Performance evaluation of retrofitting strategies for non-seismically designed RC buildings using steel braces," *Springer*, 2013.
- [70] G. a. P. Magenes, S., "Seismic response of gravity-load desing frames with masonry infills," presented at the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C, Canada, 2004.
- [71] *Evaluation of Earthquake Damage Concrete and Masonry Wall Buildings - Basic Procedures Manual Federal Emergency Management Agency*, 1999.
- [72] *Evaluation on Earthquake Damage Concrete and MASONRY Wall Buildings - Technical Resources Federal Emergency Management Agency*, 1999.
- [73] H. R. Romeu Vicente, Humberto Varum, Aníbal Costa, Mendes da Silva. (2012) Performance of masonry enclosure walls: Lesson learn from recent earthquakes. *Springer*. 149 - 164.
- [74] I. R. Damir Markuakulak, Vladimir Sigmund "Cyclic testing of single bay steel frames with various types of masonry," *Engineering Structures*, vol. 51, pp. 267-277, 2013.

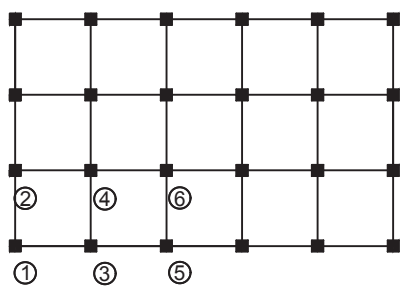
Anexo A

Quadros de pilares e vigas

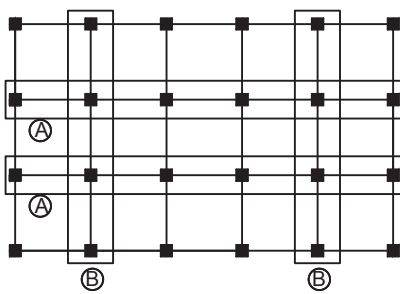
A.1 Introdução

Ao longo deste anexo serão apresentadas as secções transversais e respectivas armaduras de pilares e vigas do edifício PT8 e do edifício Lisboa.

A.2 - PT8



Quadro de pilares				
	Pilares 2	Pilares 4	Pilares 5	Pilares 6
Piso 6-8				
Piso 4-6				
Piso 2-4				
Piso 0-2				

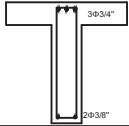
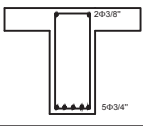
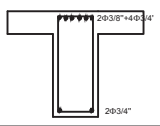
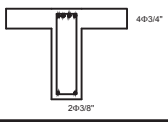
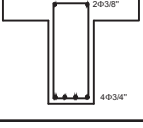
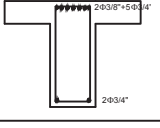
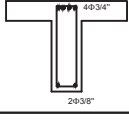
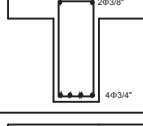
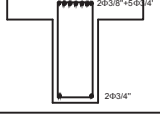
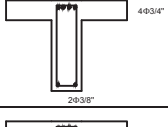
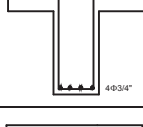
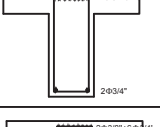
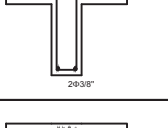
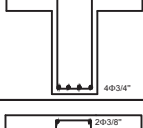
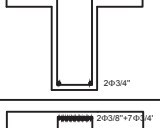
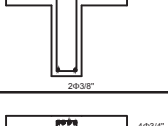
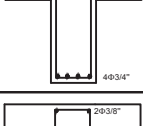
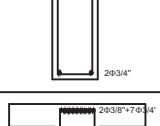
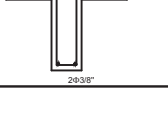
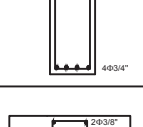
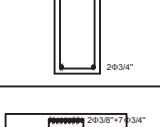
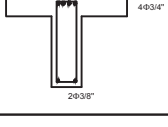
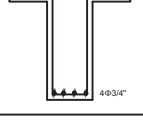
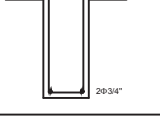
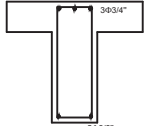
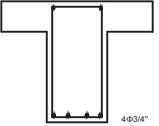
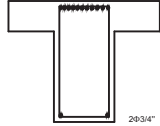


Quadro de vigas		
	Viga A	Viga B
Piso 0-4		
Piso 5-8		

A.3 - Edifício Lisboa

	Quadro de pilares		
	Pórtico A	Pórtico B	Pórtico C
Piso 8			
Piso 7			
Piso 6			
Piso 5			
Piso 4			
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			
R/C			
Lojas			

A.3 - Edifício Lisboa

Quadro de vigas do pórtico B e C			
	Consola	Viga	
	Varanda	$\frac{1}{2}$ Vão	Extremidades
Piso 8			
Piso 7			
Piso 6			
Piso 5			
Piso 4			
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			
R/C			

A.3 - Edifício Lisboa

Quadro de vigas do pórtico A			
	Consola	Viga	
	Varanda	$\frac{1}{2}$ Vão	Extremidades
Piso 8			
Piso 7			
Piso 6			
Piso 5			
Piso 4			
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			
R/C			

Anexo B

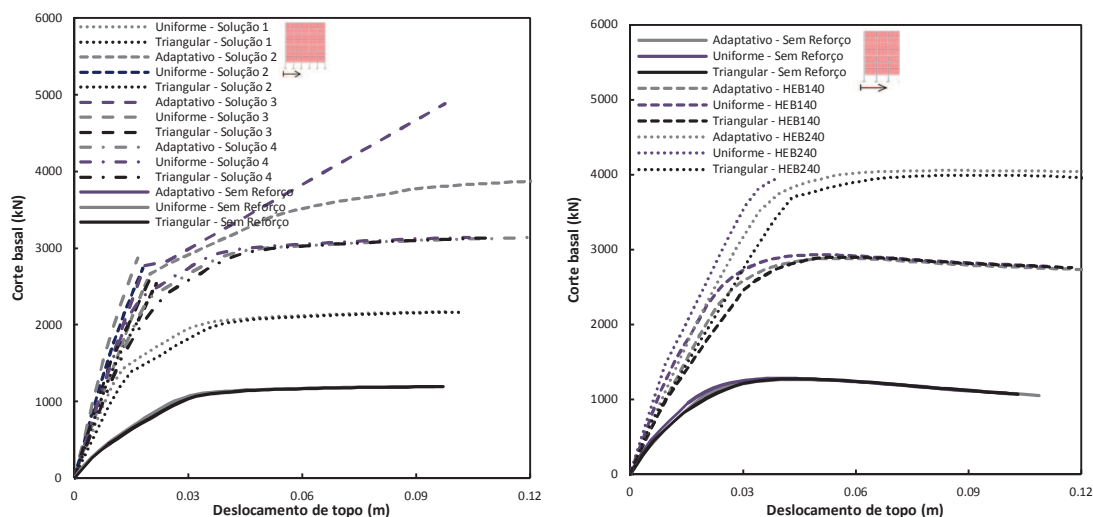
Contraventamentos Metálicos

B.1 Introdução

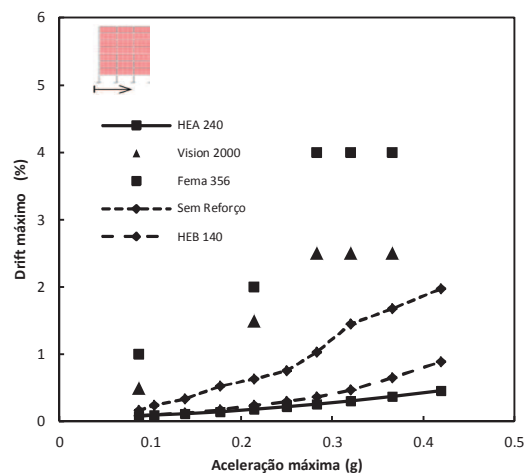
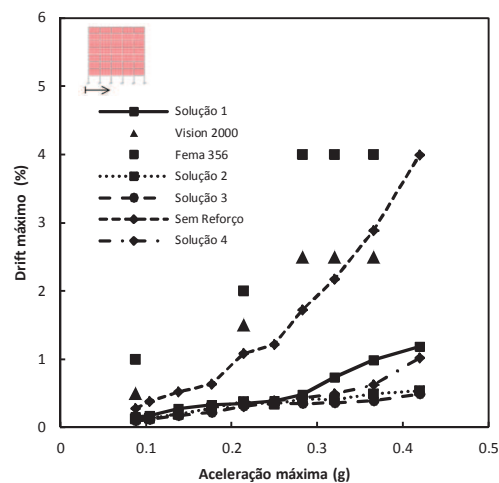
Ao longo deste anexo serão apresentados os resultados obtidos referentes às análises estáticas e dinâmicas realizadas aos edifícios PT8 e Lisboa com várias soluções de reforço relativos à técnica de contraventamentos metálicos. Serão apresentadas as curvas de capacidade (B.2.1) e a evolução do drift máximo (B.2.2), do corte basal máximo (B.2.3) e da energia dissipada total (B.2.4) com a evolução do período de retorno do edifício PT8. No edifício Lisboa apenas será apresentado a evolução do drift máximo (B.3.1), do corte basal máximo (B.3.2) e da energia dissipada total (B.3.3).

B.2 Edifício PT8

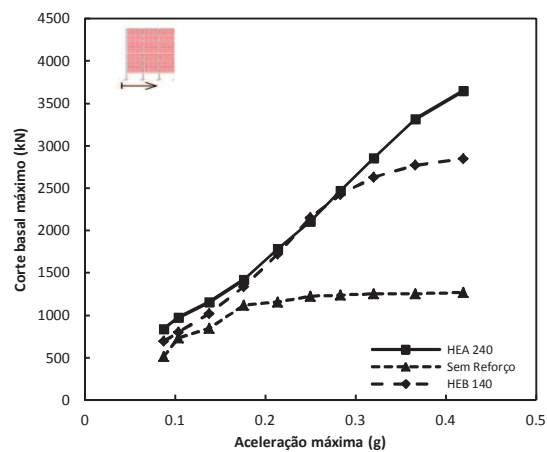
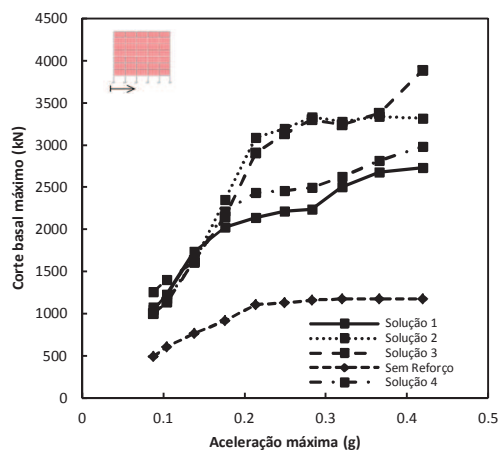
B.2.1 Curvas de capacidade



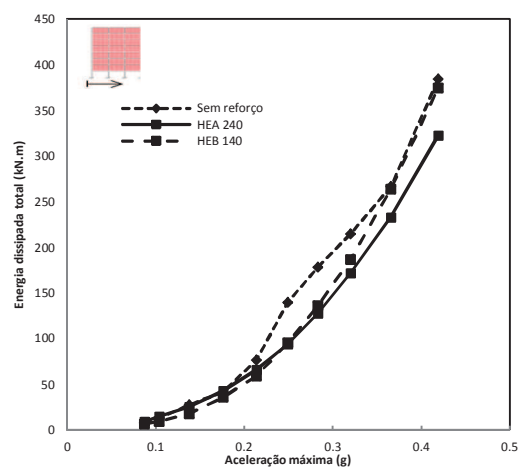
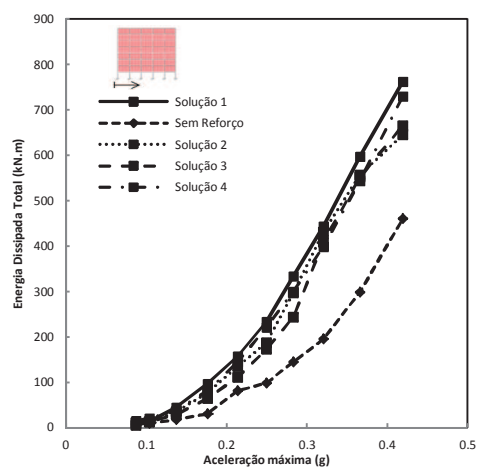
B.2.2 Drift máximo



B.2.3 Corte basal máximo

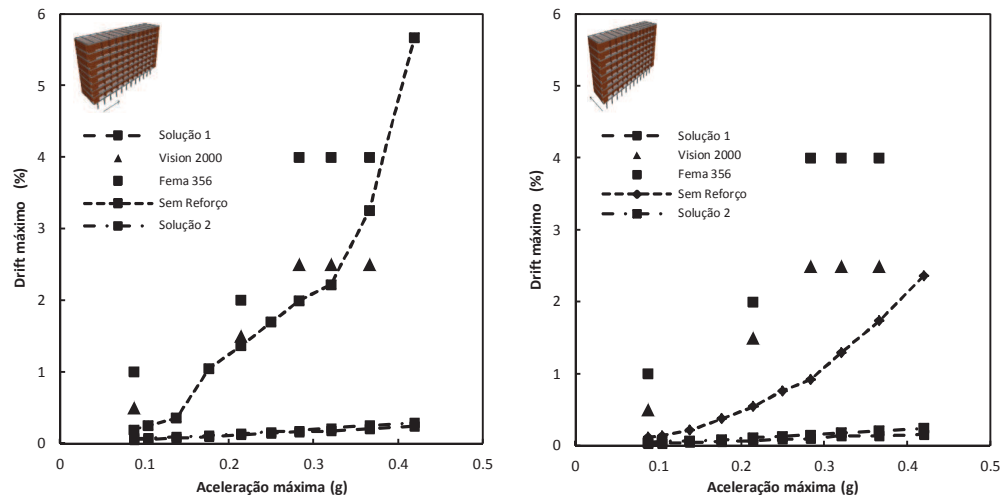


B.2.4 Energia dissipada total

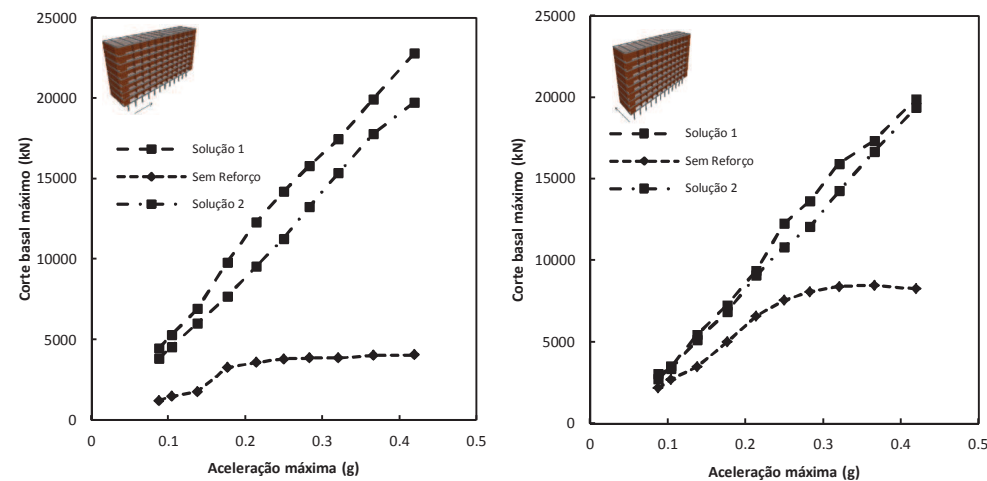


B.3 Edifício Lisboa

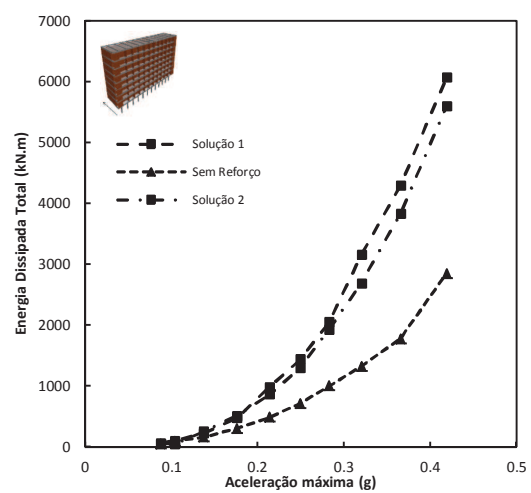
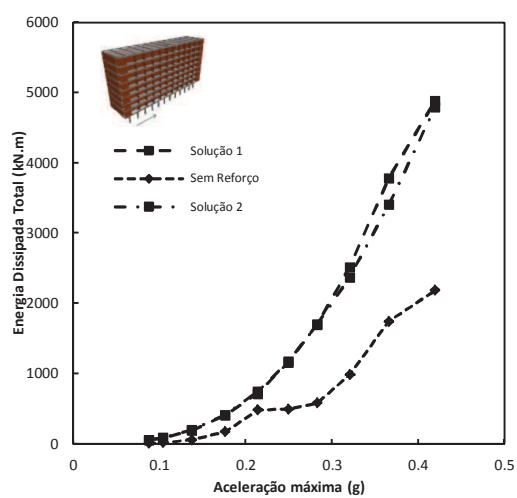
B.3.1 Drift máximo do piso 1



B.3.2 Corte basal máximo



B.3.3 Energia dissipada total



Anexo C

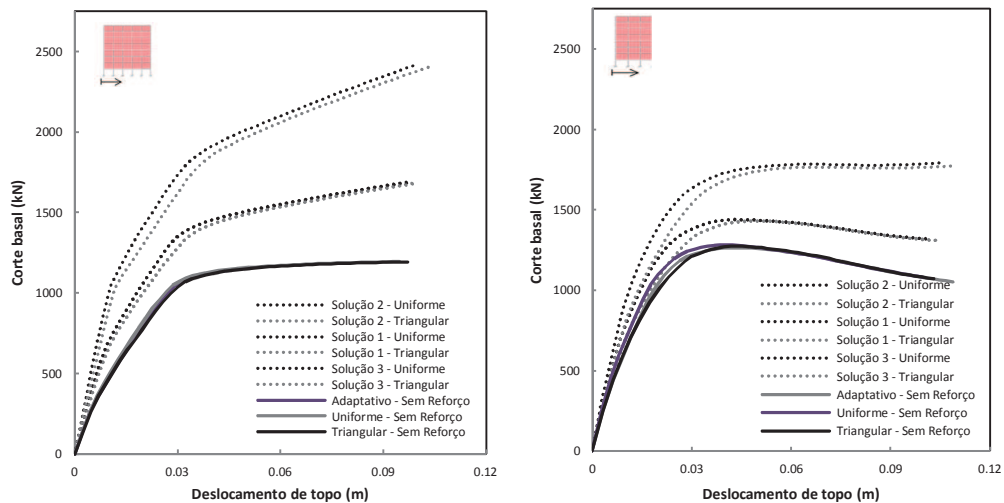
K-Bracing

C.1 Introdução

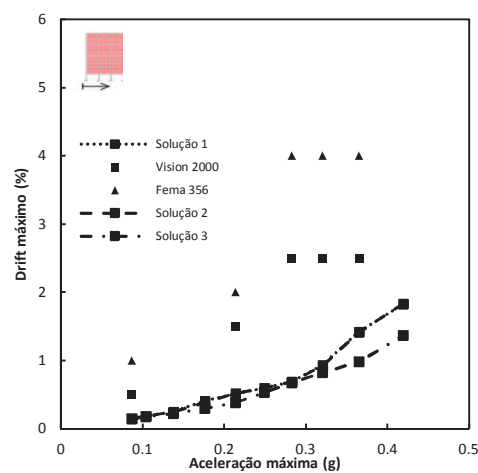
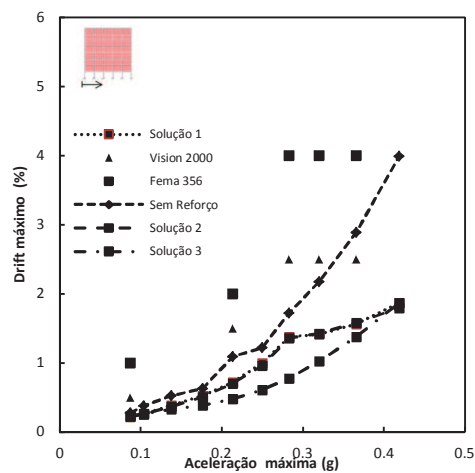
Ao longo deste anexo serão apresentados os resultados obtidos referentes às análises estáticas e dinâmicas realizadas ao edifício PT8 com as várias soluções de reforço relativos à técnica de k-bracing. Serão apresentadas as curvas de capacidade (C.2.1) e a evolução do drift máximo do piso 1 (C.2.2), do corte basal máximo (C.2.3) e da energia dissipada total (C.2.4) com a evolução do período de retorno.

C.2 Edifício PT8

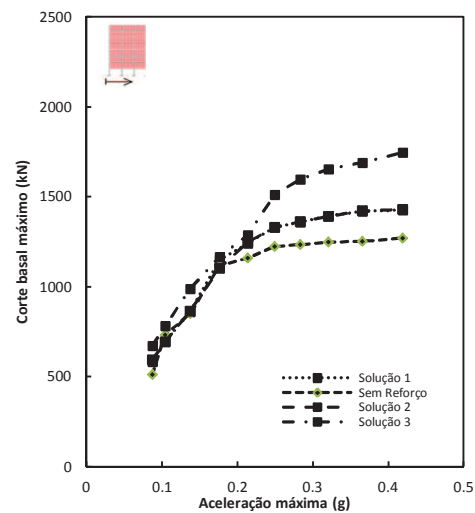
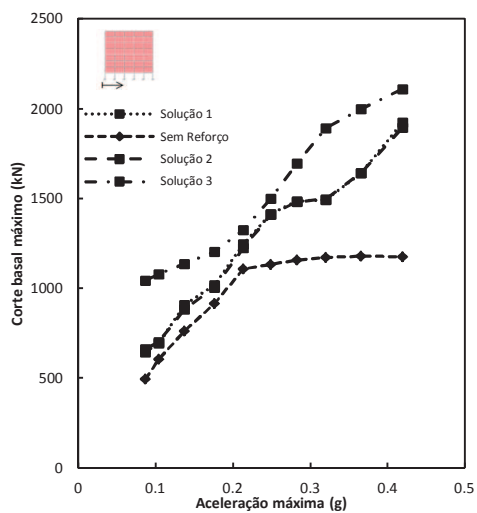
C.2.1 Curvas de capacidade



C.2.2 Drift máximo do piso 1



C.2.3 Corte basal máximo



C.2.4 Energia dissipada total

